F 1503/5

# BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

Tomul XXXIII (XXXVII)

Fasc. 1–4

Secția V

## CONSTRUCȚII ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

1987

ACADEMIA REPUBLICII SOCIALISTE ROMÂNIA BIBLIOTECA CENTRALĂ

# BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

Tomul XXXIII (XXXVII)

Fasc. 1—4

L: 041647

Secția V

## CONSTRUCȚII ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

1987

**COLEGIUL DE REDACȚIE**

Prof. dr. chim. **CAMELUȚA BELDIE** (președinte)
Prof. dr. ing. **ADRIAN RADU**
Prof. dr. ing. **M. GAFIȚANU**
Conf. dr. ing. **D. LIUȚE**
Prof. dr. doc. **D. MANGERON**
Prof. dr. ing. **GH. MAXIM**
Acad. prof. dr. doc. **CRISTOFOR SIMIONESCU**
Prof. dr. doc. **GH. CHIRIȚĂ**
Prof. dr. doc. **VALERIU BLIDARU**

*Această fascicolă a apărut și cu sprijinul material al Comitetului sindicatului și Consiliului U.A.S.C. al Institutului politehnic, Iași*

**COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI V. CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE**

Conf. dr. ing. **C. IONESCU**
Prof. dr. ing. **CHIRIL POPESCU**
Conf. dr. ing. **PAULICA RĂILEANU**
Conf. dr. ing. **FLORIN POTERAȘU**

**REDACȚIA**

Prof. dr. doc. **DUMITRU MANGERON** (redactor responsabil)
Prof. dr. ing. **HUGO ROSMAN** (secretar)
Conf. dr. ing. **FLORIN POTERAȘU** (secretar adjunct de redacție)
**ECATERINA IRIMIEA** (tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1–4 1987

Secţia V

# CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

## SUMAR

Pag.

V.-F. POTERAŞU şi N. MIHALACHE, Analiza modală Fourier în metoda elementelor de frontieră şi structuri hibride (engl., rez. rom.) · · · · · 1
D. PRECUPANU şi R. BOAZU, Rigiditatea la rotire a barei dublu încastrate pretensionate la o extremitate (franc., rez. rom.) · · · · · 9
L. STRAT, M. BUDESCU şi D. OLARU, Un model histeretic biliniar simplu de comportare postelastică a structurilor (engl., rez. rom.) · · · · · 15
A. RADU, V. PESCARU şi P. STRĂTEANU, Acţiunea vîntului asupra unui grup triplu de turnuri industriale cu secţiunea variabilă. Studiu în tunel aerodinamic (franc., rez. rom.) · · · · · 21
M PATRAŞ, V. HOBJILĂ şi I. GIURMĂ, Contribuţii la studiul stării limită de rezistenţă în secţiuni înclinate ale elementelor precomprimate (II) (franc., rez. rom.) · · · · · 27
C. ŞERBESCU, Consideraţii privind proiectarea grinzilor metalice hibride (franc., rez. rom.) · · · · · 31
V. MUŞAT şi T. SILION, Evaluarea probabilităţii de rupere pe baza graficelor de stabilitate (germ., rez. rom.) · · · · · 35
GH. NISTOR şi A. BRAIER, Determinarea deplasărilor şi deformaţiilor verticale la încercarea unei construcţii de model, prin observaţii ciclice de nivelment trigonometric de precizie (franc., rez. rom.) · · · · · 43
N. UNGUREANU şi N. POPOVICI, Lucrări transversale din elemente prefabricate pentru amenajarea torenţilor (franc., rez. rom.) · · · · · 49
E. BÂRSAN şi C. IGNAT, Analiza reţelelor de distribuţie a apei folosind ecuaţiile de nod (engl., rez. rom.) · · · · · 55
ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU, D. LEU şi F. COMŞA, Model matematic şi program de calcul pentru optimizarea tehnico-economică a canalelor executate în debleu în terenuri coezive (franc., rez. rom.) · · · · · 61
E. NIŢESCU, G. MIHĂILĂ, D. LEU şi S. TOMA, Asupra tehnologiei de ameliorare a caracteristicilor de drenaj ale terenurilor grele, argiloase, cu exces de umiditate (cu referire la lunca rîului Prut) (rusă, rez. rom.) · · · · · 71
M. LUCA, Contribuţii privind unele elemente hidraulice de dimensionare ale conductelor de udare (engl., rez. rom.) · · · · · 77
V. TOBOLCEA şi I. SÂRBU, Asupra aplicării unor formule care nu utilizează coeficientul de rugozitate la determinarea vitezei medii în albiile naturale (franc., rez. rom.) · · · · · 83
I. COJOCARU şi V. BLIDARU, Asupra debitului evacuat de drenajul cu val de stabilizare, cu referire la platformele experimentale din zona Valea Largă, judeţul Dîmboviţa (rusă, rez. rom.) · · · · · 89
C. NICOLESCU şi CH. POPESCU, Influenţa irigaţiei fertilizante asupra producţiei la viţa de vie în Cîmpia Burnas (franc., rez. rom.) · · · · · 95
M. DIMA, V. ZAVATI şi A. DIMA, Cercetări privind stabilirea regimului optim de temperatură la valorificarea energetică a nămolului din staţia de epurare a municipiului Iaşi (franc., rez. rom.) · · · · · 101

V. FOCŞA (C. Şerbescu) · · · · · 105

RECENZII

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tome XXXIII (XXXVII), Fasc. 1–4 1987

Section V

# CONSTRUCTIONS. LAND RECLAMATION

## CONTENTS

Pp.

V. F. POTERAŞU and N. MIHALACHE, Modal Fourier Analysis in Boundary Element Method and Hybrid Structures (English, Romanian summary) 1
D. PRECUPANU et R. BOAZU, La rigidité à la rotation de la barre doublement encastrée précontrainte à une extrémité (French, Romanian summary) 9
L. STRAT, M. BUDESCU and D. OLARU, A Simple Bilinear Hysteretic Model Featuring Postelastic Structural Behavior (English, Romanian summary) 15
A. RADU, V. PESCARU et P. STRĂTEANU, Action du vent sur un groupe de trois tours industrielles à section variable. Étude en soufflerie (French, Romanian summary) . . . . . 21
M. PATRAŞ, V. HOBJILĂ et I. GIURMA, Contributions à l'étude de l'état limite de résistance, dans les sections inclinées des éléments précontraints (II) (French, Romanian summary) . . . . . 27
C. ŞERBESCU, Considérations concernant le calcul optimum des poutres métalliques hybrides (French, Romanian summary) . . . . . 31
V. MUŞAT und T. SILION, Schätzung der Bruchwahrscheinlichkeit von Böschungen mittels Stabilitätsdiagramme (German, Romanian summary) 35
GH. NISTOR et A. BRAIER, Estimation des déplacements et des déformations verticales aux essais sur modèle des construction à l'aide des observations cycliques de nivellement trigonométrique de précision (French, Romanian summary) . . . . . 43
N. UNGUREANU et N. POPOVICI, Ouvrages transversaux réalisées à l'aide des éléments préfabriqués pour l'aménagement des torrents (French, Romanian summary) . . . . . 49
E. BÂRSAN and C. IGNAT, Water Supply Network Analysis using the Nodal Equations (English, Romanian summary) . . . . . 55
ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU, D. LEU et F. COMŞA, Modèle mathématique et programme de calcul pour l'optimisation technique et économique des canaux exécutés en déblai dans des terrains cohésifs (French, Romanian summary) . . . . . 61
E. NIŢESCU, G. MIHĂILĂ, D. LEU and S. TOMA, On the Improvement Technology of Characteristics Drainage Heavy Soils, Chayeis with Humidity Excess (with Reference to Prut River Meadow) (Russian Romanian summary) 71
M. LUCA, Contributions concerning some Dimensions Hydraulic Elements of the Lateral Lines (English, Romanian summary) . . . . . 77
V. TOBOLCEA et I. SÂRBU, Sur l'application de quelques formules sans l'utilisation du coefficient de rugosité, à la détermination des vitesses moyennes dans les lits naturels (French, Romanian summary) . . . . . 83
I. COJOCARU and V. BLIDARU, On Outflow Drains Located within the Valea-Largă–Dimboviţa Experimental Fields (Russian, Romanian summary) . 89
C. NICOLESCU et CH. POPESCU, L'influence de l'irrigation fertilisée sur la production de la vigne dans la pleine Burnas (French, Romanian summary) 95
M. DIMA, V. ZAVATI et A. DIMA, Recherches concernant l'établissement du régime thermique optimum pour la mise en valeur énergétique de la boue dans la station d'épuration de la ville de Jassy (French, Romanian summary . . . . . 101

V. FOCŞA (C. Şerbescu) . . . . . 105

BOOK REVIEWS

**BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI**
**BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY**
**ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА**

Том XXXIII (XXXVII), вып. 1—4 1987

Секция V

# СТРОИТЕЛЬСТВО. МЕЛИОРАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В.-Ф. ПОТЕРАШУ и Н. МИХАЛАКЕ, Анализ форм колебаний Фурьэ в метод граничных элементов и гибридные структуры (англ., рез. рум.) 1

Д. ПРЕКУПАНУ и Р. БОАЗУ, Жесткость зашемленных предварительных балок (франц., рез. рум.) . . . . . 9

Л. СТРАТ и Д. ОЛАРУ, Простая двухлинейная модель гистерезиса изображаемая пластичное поведение строительных систем (англ., рез. рум.) 15

А. РАДУ, В. ПЕСКАРУ и П. СТРЭТЯНУ, Воздействие ветра на тройную группу вашенных сооружений ступенчатого течения. Исследование в аэродинамической трубке (франц., рез. рум.) . . . . . 21

М. ПАТРАШ, В. ХОБЖИЛЭ и И. ПЖЮРМА, Вклады на изучение предельного состояния сопротивления по наклонным сечениям предварительно-напряженных элементов (II) (франц., рез. рум.) . . 27

К. ШЕРБЕСКУ, О проэктировании металлических гибридных балок (франц., рез. рум.) . . . . . 31

В. МУШАТ и Т. СИЛЙЙОН, Оценка вероятности разрушения откосов при использования графиков устойчивости (нем., рез. рум.) . . . . . 35

Г. НИСТОР и А. БРАЙЕР, Определение вертикальных смещений и деформация при испытании сооружения по моделям при помощи цикличных наблюдений точного тригонометрического нивелирования (франц., рез. рум.) . . . . . 43

Н. УНГУРЯНУ и П. ПОПОВИЧ, Поперечные сооружения из сборных элементов для регулирования горных пошоков (франц., рез. рум.) 49

Э. БЫРСАН и К. ИГНАТ, Анализ сетей распределения воды используя узловое уравнения (англ., рез. рум.) . . . . . 55

Ш. ПОПЕСКУ, О. АЛЕКСАНДРЕСКУ, Д. ЛЕУ и Ф. КОМША, Математическии модель и вычислительный программ для технико-экономической оптимизаций каналов построенных в связные грунты (франц., рез. рум.) . . . . . 61

Е. НИЦЕСКУ, Г. МИХЭИЛЭ, Д. ЛЕУ и С. ТОМА, К вопросу о технологии улучшения характеристик дренажа тяжёлых глинистых почв с избыточным увлажением (относительно поймы реки Прут) (русс., рез. рум.) . . . . . 71

М. ЛУКА, Вопросы установления некоторых гидравлических элементов для расчета размеров поливных труб (англ., рез. рум.) . . . . . 77

В. ТОБОЛЧЯ и И. СЫРБУ, Об опотрибление некоторых формул без коэффициента шероховатости, для определение средной скорости в натуральных русла (франц., рез. рум.) . . . . . 83

И. КОЖОКАРУ и В. БЛИДАРУ, О стоках дренажной сети, установленной на оползающих площадях в экспериментальном зоне в Ларга—Дымбовица (русс., рез. рум.) . . . . . 89

К. НИКОЛЕСКУ и К. ПОПЕСКУ, Влияние орошения и удобрения на урожай винограда в степи Бурнас (франц., рез. рум.) . . . . . 95

М. ДИМА, В. ЗАВАТИ и А. ДИМА, К вопросу установления оптимального режима температуры при энергетическом использовании активного ила в станции очищения города Яссы (франц., рез. рум.) . . . 101

В. ФОКША | К. Шербеску . . . . . 105

РЕЦЕНЗИИ

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF IAŞSY
ИЗВЕСТИЯ ВСЕГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D. C. 624.07

# MODAL FOURIER ANALYSIS IN BOUNDARY ELEMENT METHOD AND HYBRID STRUCTURES

BY

VICTOR-FLORIN POTERAȘU and N. MIHALACHE

## 1. Introduction

It is of fundamental importance to investigate dynamic behaviours of a structure-surrounding medium system from the earthquake-resistant and anti-blasting design point of view. In this paper we analyze the system in the form of an initial-boundary value problem of linear elastodynamics. There are two approaches in formulating elastodynamic problems. One is the time-marching analysis and the other is the integral transform approach. The latter leads to F r e d h o l m integral equations [1]...[5]. We use the F o u r i e r transform approach. We transform the governing equation into the time-harmonic equation, and then solve it under the transformed boundary and radiation conditions by using the Boundary Element Methods (BEM).

## 2. BEM for Axial-symmetric Elastic Bodies Dynamically Loaded

A new problem represents the study of a cylindrical cavity in an elastic semiinfinite media. Thus, if we would like a fine discretization the rectangular elements for the cavity and the free surface leads to a important number of elements. Therefore, it is necessary to obtain a smaller problem. In order to carry out this diminishing we make a coordinate transform, a cylindrical coordinate system. The integral equations have the form :

$$\frac{1}{2}u_r(y\,;\,\omega)=\int_S[-t_j(x;\omega)\,\Gamma_{jr}(x,\,y\,;\,\omega)+u_j(x\,;\,\omega)\Sigma_{jr}(x,\,y,\,\omega)]\mathrm{d}S,$$

$$\frac{1}{2}u_\theta(y\,;\,\omega)=\int_S[-t_j(x\,;\,\omega)\,\Gamma_{j\theta}(x,\,y\,;\,\omega)+u_j(x\,;\,\omega)\Sigma_{j\theta}(x,\,y\,;\,\omega)]\mathrm{d}S, \tag{1}$$

$$\frac{1}{2}u_z(y\,;\,\omega)=\int_S[-t_j(x\,;\,\omega)\,\Gamma_{jz}(x,\,y\,;\,\omega)+u_j(x\,;\,\omega)\Sigma_{jz}(x,\,y\,;\,\omega)\mathrm{d}S,$$

$$(j=r,\,\theta,\,z).$$

If $r$, $\theta$, $z$ are the coordinates of the singular point $y$ and $r'$, $\theta'$, $z'$ the coordinates of an arbitrary point $x$ we have

$$
(2)\quad \begin{cases} u_r(y)=u_1(y)\cos\theta+u_2(y)\sin\theta, \\ u_\theta(y)=-u_1(y)\sin\theta+u_2(y)\cos\theta, \quad u_z(y)=u_3(y)\,; \\ t_1(x)=t_r(x)\cos\theta'-t_\theta(x)\sin\theta', \\ t_2(x)=t_r(x)\sin\theta'+t_\theta(x)\cos\theta', \quad t_3(x)=t_z(x)\,; \\ u_1(x)=u_r(x)\cos\theta'-u_\theta(x)\sin\theta', \\ u_2(x)=u_r(x)\sin\theta'+u_\theta(x)\cos\theta', \quad u_3(x)=u_z(x). \end{cases}
$$

We substitute the relations (2) into (1) and obtain:

$$
\begin{aligned}
\frac{1}{2}u_r(y) &= -\cos\theta\int_S t_i(x)\Gamma_{i1}(x,y)\,dS-\sin\theta\int_S t_i(x)\Gamma_{i2}(x,y)\,dS+ \\
&+\cos\theta\int_S u_i(x)\Sigma_{i1}(x,y)\,dS+\sin\theta\int_S u_i(x)\,\Sigma_{i2}(x,y)\,dS, \\
(3)\qquad \frac{1}{2}u_\theta(y) &= \sin\theta\int_S t_i(x)\Gamma_{i1}(x,y)\,dS-\cos\theta\int_S t_i(x)\Gamma_{i2}(x,y)\,dS- \\
&-\sin\theta\int_S u_i(x)\Sigma_{i1}(x,y)\,dS+\cos\theta\int_S u_i(x)\Sigma_{i2}(x,y)\,dS, \\
\frac{1}{2}u_z(y) &= -\int_S t_i(x)\Gamma_{i3}(x,y)\,dS+\int_S u_i(x)\Sigma_{i3}(x,y)\,dS,
\end{aligned}
$$

where

$$
\begin{aligned}
\Gamma_{rr}&=\Gamma_{11}\cos\theta\cos\theta'+\Gamma_{21}\cos\theta\sin\theta'+\Gamma_{12}\sin\theta\cos\theta'++\Gamma_{22}\sin\theta\sin\theta', \\
\Gamma_{\theta r}&=-\Gamma_{11}\cos\theta\sin\theta'+\Gamma_{21}\cos\theta\cos\theta'-\Gamma_{12}\sin\theta\sin\theta'+\Gamma_{22}\sin\theta\cos\theta', \\
\Gamma_{zr}&=\Gamma_{31}\cos\theta+\Gamma_{32}\sin\theta, \\
(4)\qquad \Gamma_{r\theta}&=-\Gamma_{11}\sin\theta\cos\theta'-\Gamma_{21}\sin\theta\sin\theta'+\Gamma_{12}\cos\theta\cos\theta'+\Gamma_{22}\cos\theta\sin\theta' \\
\Gamma_{\theta\theta}&=\Gamma_{11}\sin\theta\sin\theta'-\Gamma_{21}\sin\theta\cos\theta'-\Gamma_{12}\cos\theta\sin\theta'+\Gamma_{22}\cos\theta\cos\theta', \\
\Gamma_{z\theta}&=-\Gamma_{31}\sin\theta+\Gamma_{32}\cos\theta, \quad \Gamma_{rz}=\Gamma_{13}\cos\theta'+\Gamma_{23}\sin\theta', \\
\Gamma_{\theta z}&=-\Gamma_{13}\sin\theta'+\Gamma_{23}\cos\theta', \quad \Gamma_{zz}=\Gamma_{33}.
\end{aligned}
$$

For diminishing the dimension of the problem it is necessary to make a modal Fourier decomposition.

*a) Mode 0 Integral Equations:*

$$
\begin{aligned}
\frac{1}{2}u_k^0(r,z) &= \int_{S'} u_j^0(r',z')\Sigma_{jk}(r,\theta,z,r',\theta',z')\,dS'- \\
(5)\qquad &-\int_{S'} t_j^0(r',z')\Gamma_{jk}(r,\theta,z,r',\theta',z')\,dS', \quad (k=r,\theta,z).
\end{aligned}
$$

The integral with respect to $S$ for a function $l(r', z', \theta')$ is (Fig. 1):

$\int_0^{2\pi}\int_{r_i'}^{r_s'} l(r', z', \theta')r'\,dr'\,d\theta'$ — element horizontal at level $z'$ (Fig. 1*a*);

$\int_0^{2\pi}\int_{z_i'}^{z_s'} l(\bar{r}', z', \theta')\bar{r}'\,dz'\,d\theta'$ — element vertical at $\bar{r}'$ distance from $Oz$ (Fig. 1*b*).

b) *Symmetrical Modes Integral Equations* :

$$\frac{1}{2}u_k^{n,s}(r, z)\cos n\theta = \int_{S'} u_r^{n,s}(r', z')\Sigma_{kr}\cos n\theta'\,dS' + \int_{S'} u_\theta^{n,s}(r,z)\Sigma_{k\theta}\sin n\theta'\,dS +$$

$$+ \int_{S'} u_z^{n,s}(r', z')\Sigma_{kz}\cos n\theta'\,dS' - \int_{S'} t_r^{n,s}(r', z')\Gamma_{kr}\cos n\theta'\,dS' -$$

$$- \int_{S'} t_\theta^{n,s}(r', z')\Gamma_{k\theta}\sin n\theta'\,dS' - \int_{S'} t_z^{n,s}(r', z')\Gamma_{kz}\cos n\theta'\,dS', \quad (k=r \text{ or } z).$$

For $k=\theta$ it is necessary to change $\cos n\theta$ with $\sin n\theta$.

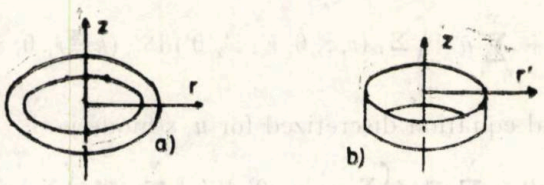



Fig. 1. — Integration on $S$.

c) *Nonsymmetrical Modes Integral Equations*

$$\frac{1}{2}u_k^{n,a}(r, z)\sin n\theta = \int_{S'} u_r^{n,a}(r', z')\Sigma_{kr}\sin n\theta'\,dS' - \int_{S'} u_\theta^{n,a}(r, z)\Sigma_{k\theta}\cos n\theta'\,dS' +$$

$$(7) \qquad + \int_{S'} u_0^{n,a}(r', z')\Sigma_{kz}\sin n\theta'\,dS' - \int_{S'} t_r^{n,a}(r', z')\Gamma_{kr}\sin n\theta'\,dS' +$$

$$+ \int_{S'} t_\theta^{n,a}(r', z')\Gamma_{k\theta}\cos n\theta'\,dS' - \int_{S'} t_z^{n,a}(r', z')\Gamma_{kz}\sin n\theta'\,dS', \quad (k=r \text{ or } z).$$

For $k=\theta$ it is necessary to change $\sin n\theta$ with $-\cos n\theta$. An axial-symmetric problem can be decomposed in $2N+1$ problems for every mode. The entire $N$ represents the symmetrical and nonsymmetrical modes for decomposed problem. For $N=1$ the vibration modes of a circular section are described in Fig. 2.

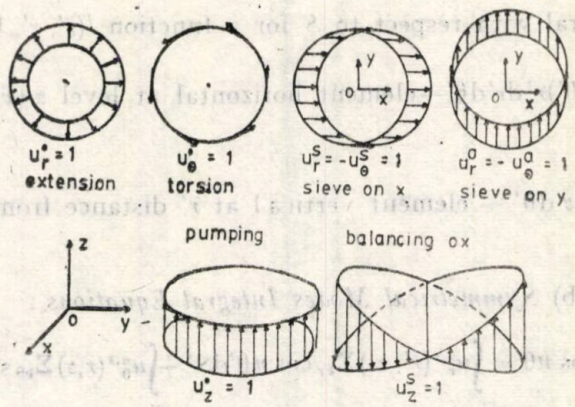



Fig. 2—Extension, torsion, pumping, sieve, balancing.

## 3. BEM Discretization

$t_j(r, z)$, $u_j(r, z)$, $t_j^{n,s}(r, z)$, $u_j^{n,s}(r, z)$, $t_j^{n,a}(r, z)$, $u_j^{n,a}(r, z)$ are functions of $r$ and $z$. The discretization of the boundary is made by trunk of cone with axis $z$.

The integral equation discretized for zero mode is

$$\frac{1}{2}\bar{u}_k^{0,m} = -\sum_{e=1}^{N} \bar{t}_j^{0,e} \int_{S_e} \Gamma_{jk}(r, z, \theta, r', z', \theta')\mathrm{d}S' + \tag{8}$$
$$+ \sum_{e=1}^{N} \bar{u}_j^{0,e} \int_{S_e} \Sigma_{jk}(r, z, \theta, r', z', \theta')\mathrm{d}S', \ (k = r, \theta, z).$$

The integral equation discretized for $n$, $s$ mode is

$$\frac{1}{2}\bar{u}_k^{n,s,m}\cos n\theta = \sum_{e=1}^{N} \bar{u}_r^{n,s,e} \int_{S_e} \Sigma_{kr} \cos n\theta' \, \mathrm{d}S' + \sum_{e=1}^{N} \bar{u}_\theta^{n,s,e} \int_{S_e} \Sigma_{k\theta} \sin n\theta' \mathrm{d}S' +$$
$$+ \sum_{e=1}^{N} \bar{u}_z^{n,s,e} \int_{S_e} \Sigma_{kz} \cos n\theta' \mathrm{d}S' - \sum_{e=1}^{N} \bar{t}_r^{n,s,e} \int_{S_e} \Gamma_{kr} \cos n\theta' \mathrm{d}S' - \tag{9}$$
$$- \sum_{e=1}^{N} \bar{t}_\theta^{n,s,e} \int_{S_e} \Gamma_{k\theta} \sin n\theta' \mathrm{d}S' - \sum_{e=1}^{N} \bar{t}_z^{n,s,e} \int_{S_e} \Gamma_{kz} \cos n\theta' \mathrm{d}S', \ (k = r \text{ or } z).$$

For $k = \theta$, $\cos n\theta$ must be changed with $\sin n\theta$.

The singular point must be choose thus the integration points have the symmetrical positions. Therefore, we eliminate the singular terms in the kernel of integral equations. For the zero mode, $\theta$ is arbitrarily but for $\theta = \pi/3$ appears one error because the singular point is not symmetric, the domain of integration $(0, 2\pi)$ being divided in four parts. For the first mode, we take $\theta = \pi/4$, the coefficients of $u_r^1(y)$, $u_\theta^1(y)$, $u_z^1$ terms are $\pm\sqrt{2}/4$, the singular point being symmetrically.

For the second mode, we take $\theta = \pi/8$, the coefficients of the terms $u_r^2(y)$, $u_\theta^2(y)$, $u_z^2(y)$ being, respectively, $1/2 \sin 2\theta$, $1/2 \cos 2\theta$, etc.

We use for the calculus the G a u s s integration with four points. Because the G a u s s integration is not very adapted for the harmonically functions, thus, it is necessary to work with a symmetric singular point on the segment.

## 4. Infinite Cylinder Soil-Interaction

It is necessary to choose a sufficiently number of elements for discretization on the boundary of cylinder (Fig. 3).

For the boundary elements too importants, the self-influence terms are predominants (in the matrix $G$) and the elements will be separated. For smaller elements it is necessary a great numbers of its for to eliminate the boundary effects. For the calculus was considered 18 elements with the lengths 0.5 m.

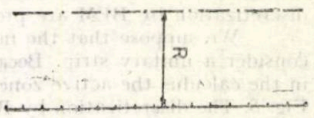


Fig. 3. — Cylinder discretization.

a) *Extension*

$u(R)$ being the radial displacement of the form

$$u(r)=(A+iB)[J_1(\alpha r)+iY_1(\alpha r)], \tag{11}$$

where for $r=R$ we put the actual displacement.

In Fig. 4 is presented the ratio between the extension impedance $K_r$ of the infinite cavity and the static impedance with argument (parameter) $a_0=\omega R/V_s$, ($V_s$ — $S$ wave velocity).

## 5. Rigid Circular Foundation on Semi-infinite Media

It is considered a circular foundation with 10 m diameter and the discretization presented in Fig. 5.

The vertical displacements of the circular foundation are: $u_z^0=0.1$ m, $u_r^0=u_\theta^0=0$. B y c r o f t has been presented an analytical solution for a static stresses distribution under the foundation. This solution is sufficiently for the low frequences. Also, L u c o obtained another analytical solution by supposing that in the contact area between the foundation and soil the friction is null: $t_r=t_\theta=0$. In the Fig. 6 we make a comparison between the BEM, L u c o and B y c r o f t solutions. Because we consider the symmetrical situation, $t_\theta^0=0$ but $t_r^0$ has the importants values in some regions under the circular foundation. It remarks the important differences between the displacement functions $f_1$ and $f_2$ because the calculus hypothesis are different from those presented by L u c o and B y c r o f t.

For the displacement horizontal rigid of the foundation the results obtained by BEM coincide with the L u c o solution.

## 6. Coupled Solution FEM—BEM for Hybrid Structure Seismic Wall Frame with Soil Interaction

It is considered a hybrid structure, seismic wall—frame, with eigth levels and basement with soil interaction. The discretization of the hybrid structure by FEM and their dimensions are presented in Fig. 7. The reinforced concrete of the structure has the following elastic characteristics: $E=280\,000$ daN/cm$^2$, $\nu=0,16$, $G=120\,700$ daN/cm$^2$. The structure has been discretized in 396 quadrilateral elements and 498 nodal points. The exterior seismic forces was been applied at the floors and have the values: 74 kN at the first floor and 1 201 kN at the last level. The great stresses values are in the emmbeded part of the structure ($\sigma_y$) in the points *1...12*. These stresses values are considered the loads of the foundation. In Fig. 8 are presented the normal stress diagram $\sigma_y$ in the embededd part of the structure with soil foundation. With the design model shows in Fig. 7 *a* and the seismic equivalent loads presented in Fig. 7 *b* was been made a dynamic analysis, obtaining the first three oscillation modes illustrated in Fig. 7 *c*.

The nodal displacements from dynamic analysis are given in the Table 1. For the first three oscillation modes with the seismic loads presented in Fig. 7 *c* are obtained the following values:

| | *I* | *II* | *III* |
|---|---|---|---|
| Period ($T$), [sec.] | 0.648 | 0.1668 | 0.1149 |
| Frequency ($f$), [1/sec.] | 1.542 | 5.994 | 8.703 |
| Circular frequency, [rad/sec.] | 9,69 | 37.66 | 54.68 |
| Pulsation ($\omega^2$) | 93.9 | 1 418.5 | 2 990.2 |

From the static loads action the great values of the displacements are in the points of level +24 m. Thus, for point *485*, $u_x = 0.1366$ cm and $u_y = 0.036$ cm. In the following we make a stress–strain study of soil foundation by BEM. We consider as loads the compression stresses resulting from the static equivalent calculus of the structure (Fig. 8.) Also we consider the soil as a semi-infinite elastic media. The model adopted, the distributed load on the segments and the discretization by BEM are presented in Fig. 9.

We suppose that the infinite domain works in strain plane state and for the study we consider a unitary strip. Because the soil take not over the stretching stresses we consider in the calculus the active zone, thus only the compression stresses from the loads presented in Fig. 8. The discretization by BEM was been made only of length 14 m with respect to the axis $y$, 23 nodal points and 22 linear boundary segments. The stresses and displacements was been calculated in 37 characteristic points in soil. Because, the specific strains $\varepsilon_z$ are zero in this direction, we have the stress $\sigma_z$ determined by BEM. The normal and shear stresses calculated

**Table 1**

| Vibration modes | Node | $u_x$ mm | $u_y$ mm |
|---|---|---|---|
| *I* | | 0.349 | 0.095 |
| *II* | *485* | −0.369 | −0.259 |
| *III* | | −0.258 | −0.114 |
| *I* | | 0.279 | −0.082 |
| *II* | *430* | 0.046 | 0.125 |
| *III* | | 0.042 | −0.081 |
| *I* | | 0.247 | 0.089 |
| *II* | *377* | 0.209 | −0.156 |
| *III* | | 0.166 | 0.039 |
| *I* | | 0.197 | 0.085 |
| *II* | *323* | 0.275 | −0.096 |
| *III* | | −0.105 | 0.068 |
| *I* | | 0.150 | 0.077 |
| *II* | *269* | 0.311 | −0.045 |
| *III* | | −0.305 | 0.056 |
| *I* | | 0.105 | 0.067 |
| *II* | *215* | 0.263 | −0.003 |
| *III* | | −0.305 | 0.019 |
| *I* | | 0.066 | 0.054 |
| *II* | *161* | 0.182 | 0.023 |
| *III* | | −0.215 | −0.0129 |
| *I* | | 0.033 | 0.037 |
| *II* | *107* | 0.097 | 0.029 |
| *III* | | −0.111 | −0.025 |
| *I* | | 0.010 | 0.017 |
| *II* | *53* | 0.032 | 0.018 |
| *III* | | −0.036 | −0.0175 |

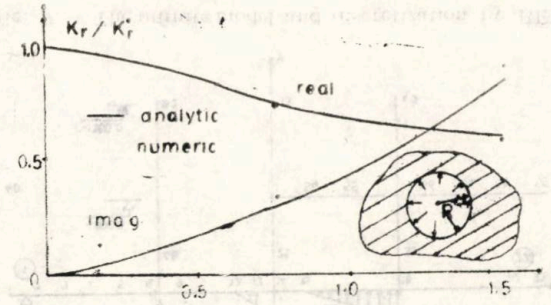



Fig. 4. — Dynamic extension impedance of the infinite cylinder.

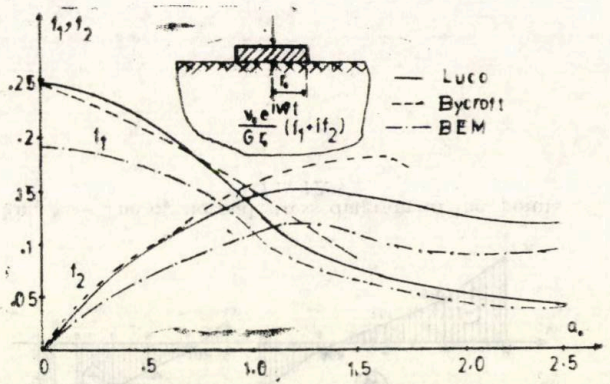



Fig. 6. — Displacement vertical functions $f_1$ and $f_2$ for the circular rigid foundation on semi-infinite elastic media ($E = 10^6$ N/m$^2$, $\rho = 10^3$ kg/m$^3$, $\nu = 0.25$)

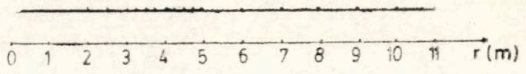



Fig. 5. — Discretization of circular foundation.

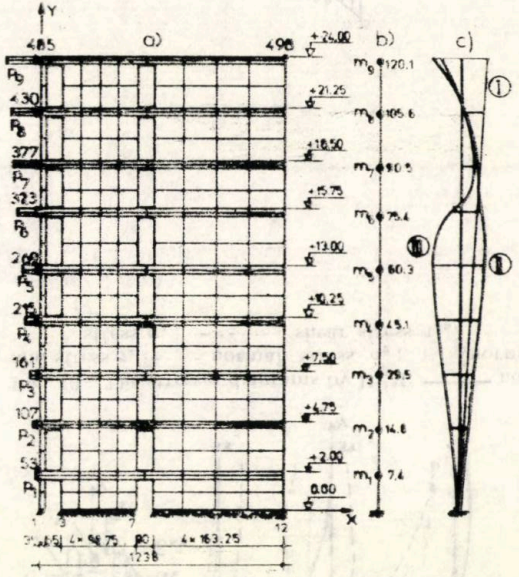



Fig. 7. — The hybrid structure : $a$ — discretization by FEM; $b$ — dynamic model; $c$ — three vibration modes.

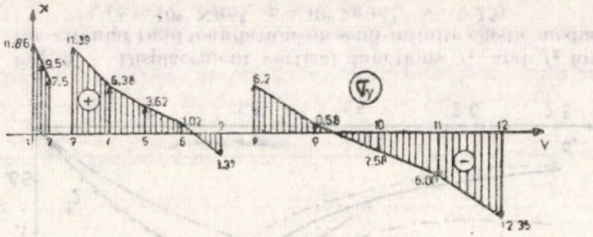


Fig. 8. — The $\sigma_y$ normal stress diagram in the points *1 ... 12.*

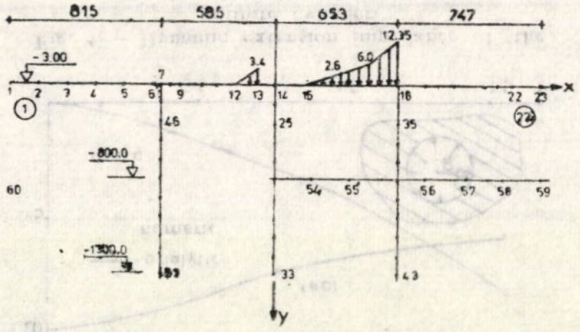


Fig. 9. — The infinite model and discretization by BEM.

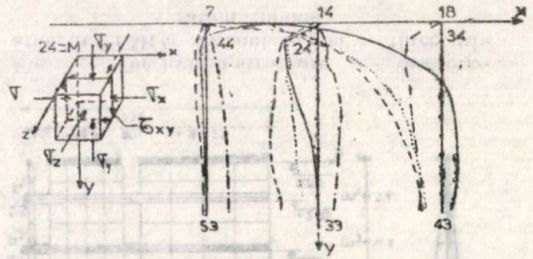


Fig. 10 — The stresses diagrams by BEM: ——— normal stress $\sigma_x$; - - - - normal stress $\sigma_y$; . . . . .normal stress $\sigma_z$; — · — · — shear stress $\tau_{xy}$.

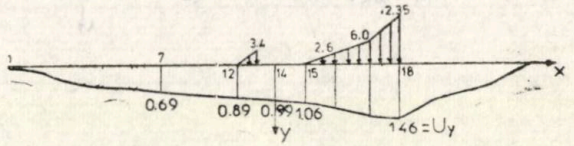


Fig. 11. — The displacements diagram in the contact area.

Table 2

| Point | $\sigma_x$ daN/cm² | $\tau_{xy}$ daN/cm² | $\sigma_y$ daN/cm² | $\sigma_z$ daN/cm² |
|---|---|---|---|---|
| *14* | 0.0424 | — | — | 0.0178 |
| *24* | −0.829 | −0.12 | −0.841 | −0.702 |
| *25* | −0.773 | 0.22 | −0.966 | −0.731 |
| *26* | −0.662 | 0.454 | −1.046 | −0.717 |
| *27* | −0.500 | 0.569 | −1.119 | −0.680 |
| *28* | −0.329 | 0.606 | −1.166 | −0.628 |
| *29* | −0.176 | 0.594 | −1.179 | −0.569 |
| *30* | −0.051 | 0.556 | −1.163 | −0.509 |
| *31* | 0.045 | 0.506 | −1.112 | −0.452 |
| *32* | 0.115 | 0.454 | −1.066 | −0.399 |
| *33* | 0.162 | 0.404 | −1.000 | −0.352 |
| *18* | −9.346 | — | −12.35 | −9.112 |
| *34* | −1.655 | −0.903 | −6.553 | −3.477 |
| *35* | −0.493 | −0.928 | −4.883 | −2.257 |
| *36* | −0.014 | −0.861 | −3.855 | −1.624 |
| *37* | 0.211 | −0.804 | −3.133 | −1.227 |
| *38* | 0.311 | −0.756 | −2.588 | −0.956 |
| *39* | 0.347 | −0.708 | −2.165 | −0.764 |
| *40* | 0.351 | −0.656 | −1.831 | −0.621 |
| *41* | 0.339 | −0.601 | −1.563 | −0.514 |
| *42* | 0.322 | −0.546 | −1.347 | −0.431 |
| *43* | 0.302 | −0.491 | −1.171 | −0.365 |

by BEM in points *24* ... *33* and *34*... *43* are presented in Table 2. The soil is assumed a strong clay with Young modulus (oedometric) $M=275$ daN/cm² and the Poisson coefficient $\nu=0.42$. With the stresses values from the Table 2 we traced the normal and shear diagram stresses, presented in Fig. 10. From the Table 2 it results the great stresses in the points *18* and *34*. The stresses diminishing and the depth 2 m (point *35*) under foundation, are smaller with 25.3 % $\sigma_y$.

In the elementary cube around one arbitrary point there is the spatial stress state (Fig. 10). On the face of the cube with the normal $z$ the shear stresses are null and the principal stress is $\sigma_z$. For the calculus of another stresses we can used the known relations from elasticity theory. By BEM was been calculated the displacements in two directions in the discretization points The diagram of the most great displacements in $y$ axis direction are shown in Fig. 11.

The maximum values of the displacements are presented in the point *18* where $u_y=1.46$ cm. In the points *1* and *23* the displacements are nearly null and also the stresses are zero. The foundation rotation is small. Thus, for a settlement of 0.77 cm between the points *7* and *18*, the rotation is $\alpha=0°03\ 56$.

## 7. Conclusion

As it result from the theoretical study and the numerical examples, the Boundary Element Methods are very adapted for infinite media. Thus, for a simple network we make the studies that by FEM request a high elements number. The numerical tests made with the problems for which the analytical solution is known show a good coincidence. For example an infinite cylinder impedance study with soil interaction. This example is practical important for piles or group piles dynamically actioned by earthquake. The Fourier modal decomposition allows a study by BEM in

dynamic situation for axi-symmetrical elastic bodies. One limit of the method concerns the modes vibration interaction (0 mode, symmetric mode, non-symmetric mode) in the frequency domain. If we neglect the interaction, we obtain an important degree of freedom reduction. Thus, every node has two degrees of freedom (real and imaginary part of $u_z^0$) instead of 14. All the calculus are made in the stationnary case. For an arbitrary dynamic load the signal must be decomposed in Fourier series by Fast Fourier Transform. Finally, the results will be obtained by composition. The second method consists by the study of the boundary integral equations in transient regime. The singular solution is obtained by application of a product of Dirac's time and space functions in a singular point. The integral equation is obtained by convolution product. The unknowns are the stresses and the displacements in every time step, on the boundary. The study in the time domain allows to solve the problems without the Fourier transform, for example the important shock actions.

*Received, February 4, 1987*

*Polytechnic Institute, Jassy,*
*Department of Mechanics*
*and*
*Department of Structural Mechanics*

## REFERENCES

1. Cruse T.A., *A Direct Formulation and Numerical Solution of the General Transient Elasto dynamic Problem* (II). J. Math. Anal. Appl., **22**, 341–355 (1969).
2. Kobayashi S., Nishimura N., *Dynamic Analysis of Underground Structures by the Integral Equation Method*. 4-th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Edmonton, Canada, 1982.
3. Kobayashi S., Nishimura N., *Transient Stress Analysis of Tunnels and Caverns of Arbitrary Shape due to Travelling Waves*, Chap. **VII**, in: *Developments in Boundary Element Methods*. Vol. **II**, Eds. P.K. Banerjee, R.P. Shaw, Appl. Sci. Publ., 1982.
4. Manolis G.D., Beskos D.E., *Dynamic Stress Concentration Studies by the Integral Equation Method*. Proc. 2nd Int. Symp. Innovative Num. Anal. Appl. Eng. Sci., Univ. Press Virginia, 459–463 (1980).
5. Niwa Y., Kobayashi S., Fukui T., *Application of Integral Equation Method to Some Geomechanical Problems*. Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. Geomech., 1, 120–131 (1976).

## ANALIZA MODALĂ FOURIER ÎN METODA ELEMENTELOR DE FRONTIERĂ ȘI STRUCTURI HIBRIDE

(Rezumat)

Se efectuează, cu ajutorul descompunerii modale Fourier, o analiză a ecuațiilor integrale pe frontieră discretizate care apar în studiul corpurilor elastice axial simetrice acționate dinamic.

Se consideră modul zero, ecuațiile modurilor simetrice, nesimetrice, alegerea punctului singular și se prezintă problema interacțiunii unui cilindru cu solul. De asemenea se prezintă rezultate numerice obținute cu metoda elementelor de frontieră în cazul mai multor moduri de vibrații și diferite frecvențe pentru o fundație circulară pe un mediu elastic semi-infinit. Se studiază exemplul numeric al unei structuri hibride în diafragme și cadre în interacțiune cu solul a cărui stare de tensiuni este determinată cu metoda elementelor de frontieră.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 624.07

# LA RIGIDITÉ À LA ROTATION DE LA BARRE DOUBLEMENT ENCASTRÉE PRÉCONTRAINTE À UNE EXTRÉMITÉ

PAR

DAN PRECUPANU et RODICA BOAZU

## 1. Généralités

Le dimensionnement des structures précontraintes hyperstatiques, pour lesquelles la barre doublement encastrée précontrainte à une extrémité intervient comme un système de base, par exemple les poutres continues sur plusieurs appuis où les cadres à noeuds empêchés à la translation, nécessite la connaissance des moments d'encastrement parfait et des rigidités à la rotation pour ce type de barre. Le premier problème este résolu en [1], le deuxième est présenté dans ce qui suit.

On admet les hypothèses ci-dessous : a) le materiel de la barre et du tirant de précontrainte ont un comportament linéaire, élastique ; b) le tirant est rectiligne et parallèle à l'axe de la barre ; c) la barre a une section constante tout au long de celle-ci.

## 2. Relations de calcul

### 2.1. Rigidité de l'extrémité à tirant

La force de precontrainte du tirant étant une action extérieure qui est exercée sur la barre, pour la détermination de la rigidité on va considérer que l'effort initial du tirant est nul.

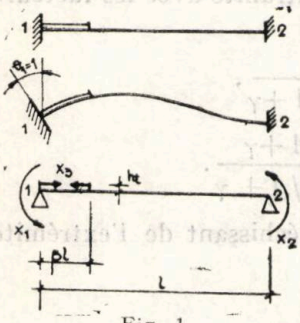


Fig. 1

On applique au noeud *1* une rotation unitaire (Fig. 1) et on note par : $X_1$ — le moment de l'encastrement *1* (de l'extrémité avec le tirant), $X_2$ — le moment de l'encastrement *2* (de l'extremité sans tirant) ; $X_3$ — l'effort du tirant.

De l'équation de compatibilité des déplacements :

$$[\delta]\{X\} = \{\Delta_0\}, \tag{1}$$

dans laquelle :

$$[\delta]=\frac{l}{EI}\cdot\begin{bmatrix} \frac{1}{3} & -\frac{1}{6} & -\frac{2-\beta}{2}\beta h_t \\ -\frac{1}{6} & \frac{1}{3} & \frac{\beta^2}{2}ht \\ -\frac{2-\beta}{2}\beta h_t & \frac{\beta^2}{2}h_t & \beta\left(h_t^2+\frac{I}{A}\right) \end{bmatrix},\quad \{X\}=\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix},\quad \Delta_0=\begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ -\Delta t \end{Bmatrix},$$

$$\Delta t=\frac{\beta l}{E_t A_t}X_3,$$

on obtient :

$$X_1=\frac{4EI}{l}\cdot\frac{h_t^2(1-0{,}75\beta^3)+I/A+\gamma}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma}, \tag{2}$$

$$X_2=\frac{2EI}{l}\cdot\frac{h_t^2(1-3\beta^2+1{,}5\beta^3)+I/A+\gamma}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma}, \tag{3}$$

$$X_3=\frac{2EI}{l}\cdot\frac{h_t(2-1{,}5\beta)}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma}, \tag{4}$$

$$\gamma=\frac{EI}{E_t A_t}\left(=\frac{\alpha EI}{E_t A_t}\right). \tag{5}$$

Ici $EI$ — la rigidité de la section de la barre ; $E_tA_t$ — la rigidité de la section du tirant ; $\alpha=R_t/R$, $\alpha$ — le coefficient d'équivalence, $R_t$ et $R$ la tension du tirant et respectivement la tension de la barre, au niveau du tirant.

La rotation de l'encastrement *1* étant unitaire, le moment fléchissant $X_1$ représente la rigidité à la rotation de l'extrémité *1*, de la structure à tirant, notée par $K_{p_1}$ et par conséquent la relation (2) peut etre écrite :

$$K_{p_1}=K\rho_1, \tag{6}$$

où $K=4EI/l$ est la rigidité de la barre nonprécontrainte (sans tirant). Aussi :

$$X_2=K\rho_{21}. \tag{7}$$

Par conséquent la rigidité de la barre précontrainte est obtenue par la modification de la rigidité de la barre nonprécontrainte avec les facteurs de correction $\rho_1$, $\rho_{21}$, à savoir :

$$\rho_1=\frac{h_t^2(1-0{,}75\beta^3)+I/A+\gamma}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma}, \tag{8}$$

$$\rho_{21}=\frac{1}{2}\cdot\frac{h_t^2(1-3\beta^2+1{,}5\beta^3)+I/A+\gamma}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma}. \tag{9}$$

Le coefficient de transmission du moment fléchissant de l'extrémité *1* dans l'extrémité *2* est :

$$\nu_{12}=\frac{X}{X_1}=\frac{\rho_{21}}{\rho_1}. \tag{10}$$

### 2.2. Rigidité de l'extrémité sans tirant

Pour une rotation unitaire appliquée à l'extrémité *2* on tient compte de (1) en modifiant seulement les termes libres qui deviennent :

$$\Delta_0 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ -\Delta_t \end{Bmatrix}$$

et par conséquent on obtient :

$$(2') \quad X_1 = \frac{2EI}{l} \cdot \frac{h_t^2(1-3\beta^2+1{,}5\beta^3)+I/A+\gamma}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma},$$

$$(3') \quad X_2 = \frac{4EI}{l} \cdot \frac{h_t^2(1-0{,}75\beta(2-\beta)^2]+I/A+\gamma}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma},$$

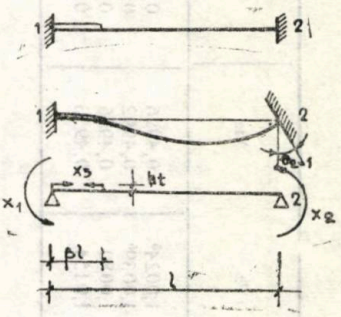


Fig. 2

$$(4') \quad X_3 = \frac{EI}{l} \cdot \frac{h_t(2-3\beta)}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma}.$$

La rigidité à la rotation de l'extrémité *2* (sans tirant), notée par $K_{p_2}$, étant le moment fléchissant $X_2$, il résulte :

$$(6') \quad K_{p_2} = K\rho_2.$$

On peut écrire de même :

$$(7') \quad X_1 = K\rho_{12},$$

où les facteurs de correction $\rho_2$ et $\rho_{21}$ sont :

$$(8') \quad \rho_2 = \frac{h_t^2(1-0{,}75\beta(2-\beta)^2]+I/A+\gamma}{h_t^2[1+\beta(6\beta-3\beta^2-4)]+I/A+\gamma}, \qquad (9') \quad \rho_{12} = \rho_{21}.$$

Le coefficient de transmission du moment fléchissant de l'extrémité *2* dans l'extrémité *1* est dans ce cas :

$$(10') \quad \nu_{21} = \frac{X_1}{X_2} = \frac{\rho_{12}}{\rho_2}.$$

### 3. L'analyse des facteurs de correction $\rho_1$, $\rho_2$

Des relations de définition (8), (8') il résulte que les facteurs de correction qui doivent être appliqués à la rigidité de la barre sans tirant, pour obtenir les rigidités à la rotation de la barre précontrainte dépendent du degré de précontrainte de la section et de la qualité des matériaux de la barre et du tirant $(A/I, \gamma)$ de l'excentricité du tirant par rapport à l'axe de la poutre $(h_t)$ et de la longueur du tirant, par rapport à la longueur de la barre $(\beta)$. Pour évaluer ces paramètres il est nécessaire de connaître la forme de la section.

**Tableau 1**
$\alpha = E/E_t = 7{,}50$

| $\frac{A_{te}}{A_{1e}}$ | $A_i$ $t^2$ | $A_2$ $t^2$ | $A_1$ $t^2$ | $A_{te}$ $t^2$ | $h_t$ t | $\beta$ | $\frac{I}{A}$ $t^3$ | $\gamma$ $t^2$ | $\rho_1$ | $\rho_2$ | $\nu_{12}$ | $\nu_{21}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,5 | 100 | 50 | 25 | 25 | 57,14 | 0,08 | 1 496 | 78 570 | 1,0112 | $1{,}0024^5$ | 0,4996 | 0,5040 |
| 0,6 | 100 | 50 | 20 | 30 | 58,82 | 0,10 | 1 442 | 61 274 | 1,0183 | $1{,}0039^5$ | 0,4992 | 0,5064 |
| 0,8 | 100 | 50 | 10 | 40 | 62,50 | 0,14 | 1 302 | 39 062 | 1,0412 | 1,0080 | 0,4976 | 0,5140 |
| 1,0 | 100 | 50 | 0,0 | 50 | 66,66 | 0,19 | 1 111 | 25 000 | 1,0885 | 1,0154 | 0,4933 | $0{,}528^7$ |

**Tableau 2**
$\alpha = E/E_t = 6{,}50$

| $\frac{A_{te}}{A_{1e}}$ | $A_i$ $t^2$ | $A_2$ $t^2$ | $A_1$ $t^2$ | $A_{te}$ $t^2$ | $h_t$ t | $\beta$ | $\frac{I}{A}$ $t^2$ | $\gamma$ $t^2$ | $\rho_1$ | $\rho_2$ | $\nu_{12}$ | $\nu_{21}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,5 | 100 | 50 | 25 | 25 | 57,14 | 0,08 | 1 496 | 68 095 | 1,0128 | 1,0028 | 0,4996 | 0,5046 |
| 0,6 | 100 | 50 | 20 | 30 | 58,82 | 0,10 | 1 442 | 53 104 | 1,0208 | 1,0044 | 0,4992 | 0,5073 |
| 0,8 | 100 | 50 | 10 | 40 | 62,50 | 0,14 | 1 302 | 33 854 | $1{,}0469^7$ | $1{,}0091^5$ | 0,4974 | $0{,}5160^1$ |
| 1,0 | 100 | 50 | 0,0 | 50 | 66,66 | 0,19 | 1 111 | 21 666 | 1,1005 | 1,0175 | 0,4974 | 0,5203 |

**Tableau 3**
$\alpha = E/E_t = 7{,}50$

| $\frac{A_{te}}{A_{1e}}$ | $A_i$ $t^2$ | $A_2$ $t^2$ | $A_1$ $t^2$ | $A_{te}$ $t^2$ | $h_i$ $t^2$ | $\beta$ | $\frac{I}{A}$ $t^2$ | $\gamma$ $t^2$ | $\rho_1$ | $\rho_2$ | $\nu_{12}$ | $\nu_{21}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,5 | 100 | 50 | 25 | 25 | 57,14 | 0,048 | 1 496 | 78 570 | 1,0070 | $1{,}0016^3$ | 0,4996 | 0,5046 |
| 0,6 | 100 | 50 | 20 | 30 | 58,82 | 0,06 | 1 442 | 61 274 | $1{,}0115^7$ | 1,0026 | 0,4997 | 0,5042 |
| 0,8 | 100 | 50 | 10 | 40 | 62,50 | 0,084 | 1 302 | 39 062 | 1,0267 | 1,0058 | 0,4991 | 0,5095 |
| 1,0 | 100 | 50 | 0,0 | 50 | 66,66 | 0,114 | 1 111 | 25 000 | 1,0587 | 1,0121 | 0,4974 | 0,5203 |

Selon les résultats des travaux similaires, pour le calcul des rigidités des barres précontraintes, ces paramètres sont indépendents de la forme de la section de la barre. En considérant que la section a la forme I (fréquemment utilisée en constructions et à laquelle on peut réduire d'autres nombreuses formes: □, ⊓, ▽, etc.) avec un coefficient de souplesse de l'âme arbitraire (par exemple égal à 100 (Fig. 3)) on analyse dans ce qui suit la variation des facteurs $\rho_1$, $\rho_2$ et des coefficients de transmission $\nu_{12}$, $\nu_{21}$ en fonction des paramètres qui interviennent dans les relations respectives de calcul.

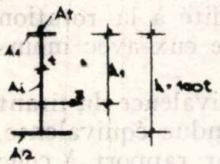


Fig. 3

### 3.1. L'influence de la qualité des aciers de la barre et du tirant

La limite supérieure du rapport $\alpha=E/E_t$ est obtenue pour le cas lorsque le tirant est exécuté des torons (par exemple pour le toron formé de 7 $\varnothing_1$, $R_t=13\,600$ daN/cm², $E_t=1{,}8.10^6$ daN/cm² et $\alpha=E/E_t=7{,}5$ ; les coefficients $\rho_1$, $\rho_2$, $\nu_{12}$, $\nu_{21}$ sont présentés dans le Tableau 1.

La limite inférieure pour le même rapport correspond aux tirants réalisés des fils SBP I (par exemple pour $R_t=12\,800$ daN/cm² et $E_t=2.10^6$ daN/cm² et $\alpha=E/E_t=6{,}5$), les coefficients respectifs de correction étant donnés dans le Tableau 2.

Le tirant est considéré monté sur la face de la poutre ($h_t=h_1$).

Des données obtenues on constate que les différences entre les facteurs de correction du Tableau 1 et ceux correspondant au Tableau 2 augmentent en même temps que le degré de précontrainte, mais ne dépassent pas 1%.

### 3.2. L'influence de la longueur du tirant

Le facteur $\beta$ dépend de l'allure du diagramme du moment fléchissant. Pour les deux types extrêmes de charge (la force concentrée appliquée au milieu de la travée et la force uniformément répartie tout au long de la travée) la modification du facteur $\beta$ est cca. de 40%.

En admettant cette diminution par rapport aux valeurs du Tableau 1, on a déterminé dans le Tableau 3 les nouvelles valeurs $\rho_1$, $\rho_2$, $\nu_{12}$, $\nu_{21}$. On observe que celles-ci diffèrent par rapport aux valeurs obtenues dans le Tableau 1 avec maximum 3%.

## 4. Conclusions

1. La rigidité à la rotation de la barre précontrainte est plus grande que celle de la barre nonprécontrainte ayant la même section et travée. L'augmentation de la rigidité est plus importante si le degré de précontrainte est plus grand, c'est-à-dire si l'aire du tirant est plus grande que celle de la semelle tendue de la section.

Pour l'extrémité à tirant cette augmentation est plus importante, mais elle ne dépasse pas $\approx 9\%$, pendant que pour l'extrémité sans tirant l'augmentation de la rigidité est sous 2%.

2. Plus la résistance du tirant de précontrainte est plus grande, d'autant l'accroissement de la rigidité est plus petite.

Pour les tirants ayant les résistances comprises entre 12 000...15 000 daN/cm², la variation de la rigidité à la rotation (les coefficients $\rho_1$, $\rho_2$) est tout-à-fait insignifiante.

3. L'allure du diagramme du moment fléchissant exerce, de même, une influence réduite sur la modification de la rigidité à la rotation (les coefficients $\rho_1$ et $\rho_2$ des Tableaux 2, 3 diffèrent entre eux avec moins de 4%).

4. Si le degré de précontrainte est réduit, l'aire d'équivalence du tirant étant plus petite que la moitié de l'aire de la semelle tendue équivalente, l'augmentation de la rigidité de la barre précontrainte par rapport à celle de la barre sans tirant est totalement insignifiante (sous 1%) et on peut la négliger.

*Reçue le 7 février 1987*

*Institut Polytechnique, Jassy,*
*Chaire de Mécanique des Constructions*

BIBLIOGRAPHIE

1. Precupanu D., *Dimensionarea secţiunii grinzilor dublu încastrate pretensionate la o extremitate.* Rev. Construcţii, (sous presse) (1987).

RIGIDITATEA DE ROTIRE A BAREI DUBLU ÎNCASTRATE PRETENSIONATE LA O EXTREMITATE

(Rezumat)

Se prezintă relaţiile de calcul ale rigidităţii la rotire pentru bara dublu încastrată, pretensionată la o extremitate cu un tirant de înaltă rezistenţă, rectiliniu şi paralel cu axa barei, aşezat la nivelul feţei întinse. Se ajunge la concluzia că această caracteristică statică poate fi obţinută prin multiplicarea rigidităţii cunoscute la bara nepretensionată (fără tirant) cu un factor de corecţie care creşte cu cît gradul de pretensionare este mai mare, dar care nu depăşeşte 10% pentru extremitatea cu tirant şi 2% pentru cea fără tirant. Sînt date tabele cu valorile factorilor de corecţie.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.07

# A SIMPLE BILINEAR HYSTERETIC MODEL FEATURING POSTELASTIC STRUCTURAL BEHAVIOUR

BY

LUCIAN STRAT, M. BUDESCU and DAN OLARU

## 1. Introduction

In the last ten years many attempts have been made in view of define more simple nonlinear models and systems for the analysis of dynamically acted structures. The use of equivalent linearized SDOF and MDOF systems enabling also the estimation of the hysteretic damping has been adopted ([1], [2], a.s.o.).

In order to quantify the influence of the main parameters defining the amount of energy loss in the postelastic range at cyclic load reversals in close connection with what it is called hysteretic damping, a simple model of the $M-\Phi$ dependence featuring the shape and the amplitude of stable hysteretic loops of R.C. structures subjected to bending will be described herein.

The paper presents the relationships yielding the work done in a vibration cycle, the dissipated energy assuming a simple symmetrical bilinear model and the corresponding formula of the percentage of the critical damping in the same cycle, in terms of the selected main parameters. All computations are based on energy balance and damping ratios will be expressed in a dimensionless form, taking into account only the most important trends in the dynamic response functions. Obviously these functions are based on experimental tests made upon scaled models of actual structures.

## 2. Definition of the Main Parameters

After checking a large number of stable loops in the stage of appearance and development of cracks in R.C. members, it was stated that, neglecting some secondary effects due to local discontinuities, pinching effect and strain hardening, the main parameters of the dynamic response interfering in the quantification of the nonlinear energy losses are the following :

1. The rotational ductility reached in a certain specific stable stage at which the stiffness degradation doesn't exceed a constant level, say 5% permanent set, expressed by the ductility factor $\mu=\Phi_g/\Phi_F$ given by the ratio of the maximum rotation at the end of the cycle to the rotation reached

at crack forming. Depending on the tested specimen, $\Phi_F$ can be also the yielding point of the reinforcing bars, all depending obviously upon a significant change in the shape of the ascending branch of the $M-\Phi$ relationship.

2. The slope ratio of segments $AB$ and $OA$ defining the ascending elastic and postelastic lines of $M-\Phi$ function, that is the parameter $\alpha = K_2/K_1$, as it is shown in Fig. 1. The break point $A$ in the positive branch yields the rotation $\Phi_F$ and the point $B$ corresponds to the peak value of the rotation $\Phi_G$.

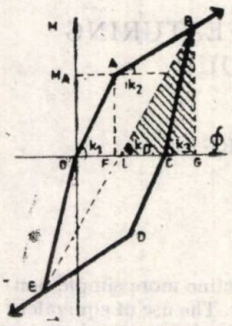


Fig. 1.—Normalized bilinear hysteretic model.

3. The slope ratio of the line segments $OA$ and $BC$ defining the initial ascending branch and the descending one (load reversal line) characterised by the parameter $\beta = K_1/K_3$, also presented in Fig. 1.

The hysteretic loop displayed in Fig. 1 fits well to most experimental data obtained with moment—rotation curves up to an average level of damage in structural elements. It has been built symmetrically about the skeleton line $ELB$ and about the horizontal $\Phi$-axis $OC$. In this way $BL=LE$ and $OL=LC$. It can be seen also that $CD \| AO$, $DE \| AB$ and $EO \| BC$, point $L$ being in the middle of the segment $OC$.

## 3. Relationships for Deriving Hysteretic Damping

The shaded area $\Omega_{BLG}$ outlined between the skeleton straight line $BL$ and the horizontal axis $0-\Phi$ gives the amount of work done in one cycle and is expressed by means of the following equation derived from the loop geometry :

$$W_1 = \Omega_{BLG} = \frac{1}{2}\left(\Phi_G - \frac{\Phi_c}{2}\right)[K_1\Phi_F + K_2(\Phi_G - \Phi_F)] = \frac{1}{2}\left[\Phi_G - \frac{\Phi_G}{2} + \frac{\beta\Phi_F}{2} + \right.$$

$$\left. + \frac{\alpha\beta}{2}(\Phi_G - \Phi_F)\right][K_1\Phi_F + K_2(\Phi_G - \Phi_F)], \tag{1}$$

where

$$\alpha = \frac{K_2}{K_1} \quad \text{and} \quad \beta = \frac{K_1}{K_3}.$$

Since $\Phi_G = \mu\Phi_F$ and writing equation (1) in dimensionless form by dividing the strain work $W_1$ to the work done up to the elastic point $A$ which is

$$W_0 = M_A\Phi_F = K_1\Phi_F^2 \tag{2}$$

we obtain

$$\frac{W_1}{M_A\Phi_F} = \frac{1}{4}[1 + \alpha(\mu - 1)][\mu + \beta + \alpha\beta(\mu - 1)]. \tag{3}$$

Further it is calculated the total area of the hysteretic loop. This area gives the energy loss in the considered cycle furnishing a direct measure of

the hysteretic damping. Since $X$-axis divides the loop in two equal parts we have :

$$\Omega_{OABCO}=\Omega_{OEDCO} \tag{4}$$

or

$$\Delta W=2(\Omega_{OAF}+\Omega_{AFBG}-\Omega_{BCG}), \tag{5}$$

where

$$\Omega_{OAF}=\frac{K_1\Phi_F^2}{2}\,;\quad \Omega_{AFBG}=[2K_1\Phi_F+K_2(\Phi_G-\Phi_F)]\,\frac{\Phi_G-\Phi_F}{2}\,;$$

$$\Omega_{BCG}=\frac{1}{2}(\Phi_G-\Phi_C)[K_1\Phi_F+K_2(\Phi_G-\Phi_F)]$$

and consequently

$$\Delta W=\frac{K_1\Phi_F^2}{2}+K_1\Phi_F\Phi_G-K_1\Phi_F^2+K_2\,\frac{(\Phi_G-\Phi_F)^2}{2}- \tag{6}$$

$$-\frac{\beta}{2}[\Phi_F+\alpha(\Phi_G-\Phi_F)][K_1\Phi_F+K_2(\Phi_G-\Phi_F)]\,.$$

Expressing the dissipated energy $\Delta W$ reported to the reference value $M_A\,\Phi_F$, in terms of the three main parameters above mentioned, we obtain the dimensionless expression

$$\frac{\Delta W}{M_A\Phi_F}=2\left\{\mu-\frac{1}{2}+\frac{\alpha}{2}(\mu-1)^2-\frac{\beta}{2}[1+\alpha(\mu-1)]^2\right\}. \tag{7}$$

The damping ratio of the critical $n=c/c_{cr}$ is directly related with the energy dissipation coefficient $\psi$ characterizing the hysteretic damping in the postelastic range of behaviour, namely :

$$n=\frac{1}{4\pi}\cdot\frac{\Delta W}{W_1}=\frac{1}{4\pi}\,\psi. \tag{8}$$

Considering expressions (3) and (7), the damping ratio given by (8) becomes :

$$n=\frac{2}{\pi}\cdot\frac{\mu-\frac{1}{2}+\frac{\alpha}{2}(\mu-1)^2-\frac{\beta}{2}[1+\alpha(\mu-1)]^2}{[1+\alpha(\mu-1)\,[\mu+\beta+\alpha\beta(\mu-1)]}\,. \tag{9}$$

In the same way can be derived the dissipation coefficient $\psi$.

## 4. Parametric Analysis of Damping Functions

In terms of the selected values of above discussed parameters, in accordance with seismic code prescriptions, one can easily calculate the strain energy in a given cycle, the loss energy in the same period and the damping ratios for a very large size of hysteretic functions displaying a

degrading model like that represented in Fig. 1. It has been checked that derived relationships vary in a monotonic way in good agreement with loss energy increase.

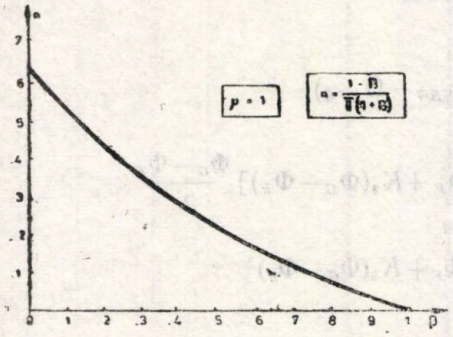


Fig. 2. — Hysteretic damping vs. restoring force parameter.

The derived curves can be plotted taking into account expressions (3), (7) or (9), the last relationship being useful for the direct computation of the damping ratio $n$.

It can be seen that for $\mu=1$, damping is independent of the parameter $\alpha=K_2/K_1$; it depends only on $\beta=K_1/K_3$, namely:

$$n=\frac{1-\beta}{\pi(1+\beta)} \quad (10)$$

The dependence $n=f(\beta)$ is plotted in Fig. 2. As $\beta$ increases, we can state that damping ratio decreases.

For different values of the ductility ratio, the damping curves are plotted in Figs. 3. Taking into account the actual shape of the moment—rotation functions, following range of the parameters has been chosen:

$$\mu\in\{1\,;\,2\,;\,3\,;\ldots;10\}\,;\ \alpha\in\{0.1\,;\,0.2\,;\,0.3\,;\ldots;\,1.0\}\,;$$

$$\beta\in\{0.1\,;\,0.2\,;\,0.3\,;\ldots;\,1.0\}.$$

The damping ratios have been computed by means of a computer program, using a SINCLAIR computer in BASIC language. The curves have been automatically drawn too.

Hysteretic curves encountered in dynamic and seismic analysis of nonlinear reinforced concrete structural response cover in a great extent the adopted range of the selected parameters. It is mentioned the fact that the formulas are valid both for moment—rotation dependence, also for the force—displacement function, which can be expressed in a similar way in a dimensionless form as it is done by expression (9).

## 5. Conclusive Remarks

From the examination of the diagrams displayed in Figs. 3 some conclusions can be drawn, namely:

1. For a ductility ratio $\mu=1$, the damping curves are straight lines parallel to $X$-axis (independent of parameter $\alpha$); they increase as parameter $\beta$ decreases.

2. For ductilities ranging from 2 to 10, hysteretic damping diagrams have lower values with the increase of $\alpha$; they also decrease together with the increase of the parameter $\beta$.

3. Examining the damping curves traced for different values of $\mu$, we can see that as $\mu$ becomes larger, the curves get closer (come together) in the range of small values of the parameter $\alpha$. The values of percentage of critical damping increase especially for $\mu=5\ldots10$; the maximum values are recorded on the vertical of small values of $\alpha$, that is for $\alpha=0.1$ and 0.2.

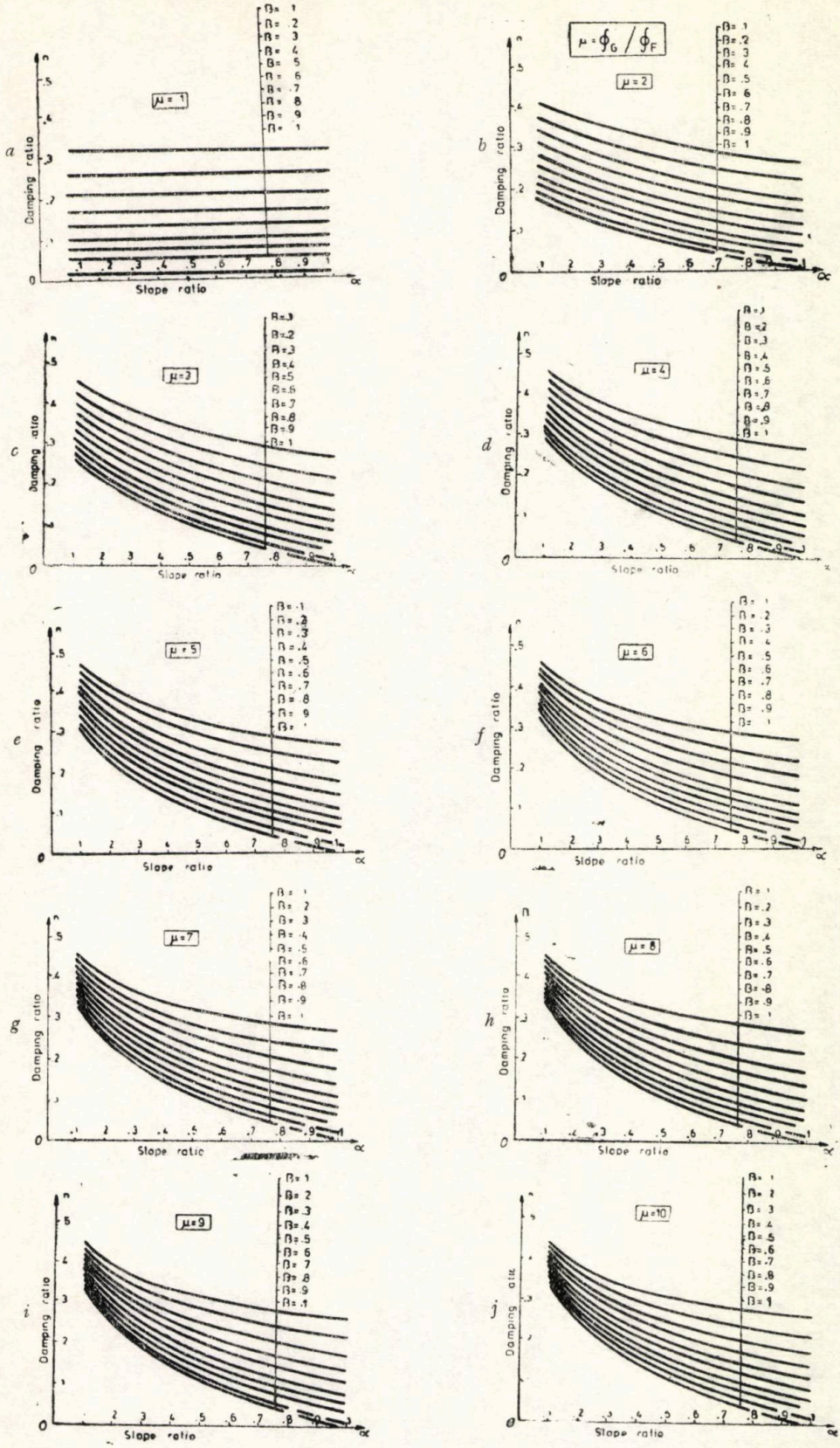



Fig. 3. — Damping design curves in terms of three independent parameters

The given family of curves obtained by means of a computer aided program are useful in the design of single-degree-of-freedom and multi-degree-of-freedom yielding systems of reinforced concrete elements and structures for a very large range of energy loss, including material damping, joint friction, plastic hinge dissipation, soil—structure interaction, a.s.o. The derived relationships giving hysteretic damping factors are available for a large class of structures as frames, shear walls, high-rise buildings with central core, subjected to seismic forces.

*Received, December 5, 1986*

*Polytechnic Institute, Jassy,*
*Department of Structural Mechanics*

REFERENCES

1. Strat L., *Associated Linear Systems with Equivalent Damping.* Bul. Inst. polit., Iași, **XXV (XXIX)**, Fasc. *1—2*, S. V (1979).
2. Strat L., Amarie i D., Amariei C., Diaconu D., Ungureanu N., *Average Hysteretic Curves for Dynamically Loaded Reinforced Concrete Structures.* Proc. of The XVIth Yugoslav Congress of Theoretical and Applied Mechanics, Becici, May 28-June 1, 1984, C5—C9.

## UN MODEL HISTERETIC BILINIAR SIMPLU DE COMPORTARE POST ELASTICĂ A STRUCTURILOR

(Rezumat)

Se prezintă un model histeretic biliniar simplu caracterizînd comportarea postelastică a structurilor. Se dau relațiile de calcul ale disipărilor de energie într-un ciclu în funcție de principalii parametri ai modelului neliniar histeretic precum și curbele de proiectare ale amortizării structurii obținute cu ajutorul unui program asistat de calculator. Calculele sînt bazate pe bilanțul energetic iar factorul de amortizare este exprimat sub formă adimensională, luînd în considerație aspectele esențiale ale funcțiilor răspunsului dinamic.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 624.9

# ACTION DU VENT SUR UN GROUPE DE TROIS TOURS INDUSTRIELLES À SECTION VARIABLE

## ÉTUDE EN SOUFFLERIE

PAR

ADRIAN RADU, V. PESCARU et P. STRĂTEANU

## 1. Introduction

Les constructions industrielles sont caractérisées par une grande flexibilité structurelle et une capacité assez faible d'amortissment des vibrations, ce qui les rend très sensibles à l'action du vent. En outre, elles présentent une multitude de formes géométriques et constituent des groupes très variés, que les codes techniques ne peuvent jamais prévoir. Il est alors recommandé de recourir à des essais en soufflerie à couche limite turbulente [1]. Les ingénieurs civils se sont habitués à cette exigence mais, pressés par l'urgence de leurs travaux, ils veulent obtenir des résultats dans les plus brefs délais. Il est alors essentiel de recourir à des méthodes expéditives, quitte à les reprendre ultérieurement.

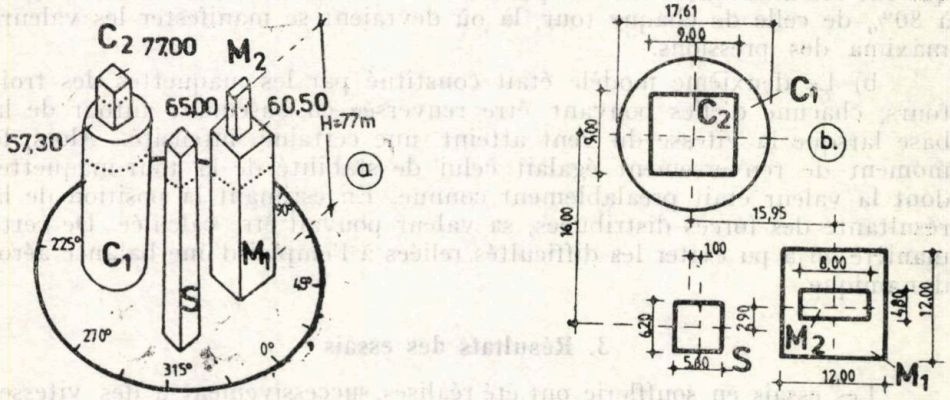



Fig. 1. — Vue d'ensemble du groupe de trois tours (*a*) et position en plan horizontal (*b*); on distingue les points d'emplacement des prises de pression et le contour de la plaque tournante de la soufflerie.

Ce fut le cas pour un groupe de trois tours industrielles dont les caractéristiques géométriques sont présentées dans la Fig. 1. Pour la tour (*M*), la structure est en acier, sous forme de cadres à plusieurs niveaux, rigidisés par des contreventements disposés verticalement et horizontalement. Les tours (*C*) et (*S*) sont en béton armé, ayant des formes tubulaires à sections circulaire et respectivement rectangulaire. Les tours (*M*) et (*C*) sont surmontées par des tourelles prismatiques.

L'écoulement local de l'air est profondément influencé par le groupe compacte des tours, laissant prévoir un accroissement sensible des vitesses et par conséquent des forces exercées sur les parois, ainsi que des effets de buffeting. L'accouplement de vibrations complexes serait possible [2], lui aussi. Des essais en soufflerie aérodynamique s'imposaient.

## 2. Organisation des essais en soufflerie

Dans une première étape, à caractère plutôt exploratoire, ont été utilisés des modèles rigides, avant de recourir à des recherches plus poussés avec des maquettes aéroélastiques. Les maquettes, réalisées à l'échelle $S_L = 1/200$, ont été installées sur le plancher de la soufflerie à couche limite turbulente du Département de Génie Civil de la Faculté de Génie Civil de Jassy. Cette soufflerie, de type Eiffel, a été décrite ailleurs [3]. Nous précisons seulement que les dimensions de la chambre d'expérience sont $1{,}40 \times \times 1{,}40 \times 10{,}00$ m. La surface des modèles a été rendue rugueuse par l'application d'un papier abrasif. L'objet des essais était la détermination des coefficients de pression extérieurs ($C_n$) et de force ($C_t$) pour chacune des trois tours. Dans ce but les déterminations ont été réalisées sur deux sortes de modèles du groupe de trois tours.

a) Le premier modèle était équipé de prises de pression reliées à un multimanomètre à 50 voies. Pour que les prises de pression soient distribuées sur l'entière surface des maquettes, leur nombre aurait du être égal à plusieures centaines. On a préféré s'en tenir au nombre de 50 prises disponibles, qui ont été distribuées sur des périmètres horizontaux à une hauteur égale à 80% de celle de chaque tour, là où devraient se manifester les valeurs maxima des pressions.

b) Le deuxième modèle était constitué par les maquettes des trois tours, chacune d'elles pouvant être renversée en basculant autour de la base larsque la vitesse du vent atteint une certaine intensité. Alors, le moment de renversement égalait celui de stabilité de la tour-maquette, dont la valeur était préalablement connue. En estimant la position de la résultante des forces distribuées, sa valeur pouvait être calculée. De cette manière on a pu éviter les difficultés reliées à l'emploi d'une balance aérodynamique.

## 3. Résultats des essais

Les essais en soufflerie ont été réalisés successivement à des vitesses de plus en plus grandes. Ainsi les nombres de Reynolds ont pu être variés de $10^4$ jusqu'à une valeur légèrement supérieure à $10^5$, les mesures étant effectuées pour 16 directions du vent. En changeant le poids de chaque tour on a pu varier les moments de stabilité pour contrôler si le coefficient de force reste constant.

Les coefficients de pression ($C_n$) on été calculés avec la relation :

$$C_{n_i} = \frac{p_{t_i} - p_s}{p_{t_{ref}} - p_s} = \frac{p_{d_i}}{g_v}, \tag{1}$$

où $p_{t_i}$ représente la pression totale au point $i$ de la maquette ; $p_{t_{ref}}$, $p_s$ — pressions totale et statique mesurées avec un tube Pitot-Prandtl situé à la hauteur de la plus haute des tours, bien loin en avant du modèle, pour que la présence de celui-ci ne l'influence pas ; $p_{a_i}$ — pression dynamique au point $i$ de la maquette ; $g_v = \rho V^2/2$ — pression dynamique de référence.

Il est à retenir que toutes les mesures ont été réalisées dans la soufflerie à couche limite turbulente (Fig. 2).

Les données obtenues ont permis d'établir des diagrammes de distribution des coefficients ($C_n$) pour toutes les 16 directions d'action du vent. Les conclusions suivantes ont été retenues: a) la plus grande partie des surfaces sont exposées à des succtions, les valeurs maxima étant présentées dans le Tableau 1 ; b) les pressions positives sont enregistrées seulement sur des petites surfaces et ne dépassent pas la valeur $C_n = 0{,}8$ ; c) les pressions sont distribuées asymétriquement, signalant des moments de torsion des tours.

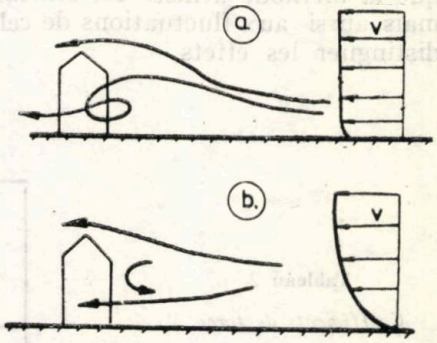



Fig. 2. — Distribution des vitesses en soufléries pour aviation (*a*) et pour les constructions, à couche limite turbulente, simulant le vent (*b*).

**Tableau 1**

*Valeurs maxima des succtions constatées* ($C_n$)

| Constructions analysées | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $S$ | $M_1$ | $M_2$ | $C_1$ | $C_2$ |
| −1,15 | −1,25 | −1,30 | −1,35 | −1,83 |

Les coefficients ($C_n$) se rapportent à des pressions moyennes par rapport au temps. La pression à l'intérieur d'une tour doit être estimée séparément en tenant compte de la perméabilité des parois. À partir des températures on peut établir l'effet de cheminée.

Afin d'obtenir les coefficients de force on a eu recours à la mesure directe des moments de renversement des maquettes. Chaque fois on maintenait fixes deux des tours, tandis que la troisième, attachée au support par une bande adhésive, pouvait basculer dans la direction du vent. En agrandissant lentement la vitesse de l'air dans la soufflerie on observait celle pour laquelle le moment de stabilité était dépassé. Le coefficient ($C_t$) (Tableau 2) a été calculé en approximant la position de la résultante, compte tenu des surfaces exposées au vent et du profil des pressions dynamiques ($g_v$) en amont du modèle.

Les mesures ont été effectuées pour toutes les 16 directions possibles du vent et ont été répétées pour des moments de stabilité de plus en plus grands, en augmentant successivement le poids des maquettes.

Les valeurs des coefficients ($C_t$) ainsi déterminées sont légèrement supérieures à celles prévues par les codes pour des tours isolées. Cette conclusion peut s'expliquer par le groupement des trois tours et par le fait que la méthode utilisée est sensible non seulement aux vitesses moyennes mais aussi aux fluctuations de celles-ci. Il est d'ailleurs assez difficile d'en distinguer les effets.

Tableau 2

*Coefficients de force*

| Tour | $C_t$ |
|---|---|
| $C$ | 1,23 |
| $M$ | 1,82 |
| $S$ | 1,33 |

Tableau 3

*Les valeurs de la vitesse et de l'intensité de la turbulence*

| Direction du vent | Vitesse locale relative | Intensité de la turbulence $I = \frac{\sigma}{V_{med}}$ |
|---|---|---|
| 0° | 1,04 | 0,130 |
| 45° | 0,43 | 0,148 |
| 90° | 0,74 | 0,254 |
| 135° | 0,74 | 0,347 |
| 180° | 0,79 | 0,165 |
| 225° | 0,83 | 0,123 |
| 270° | 0,89 | 0,220 |
| 315° | 0,33 | 0,388 |

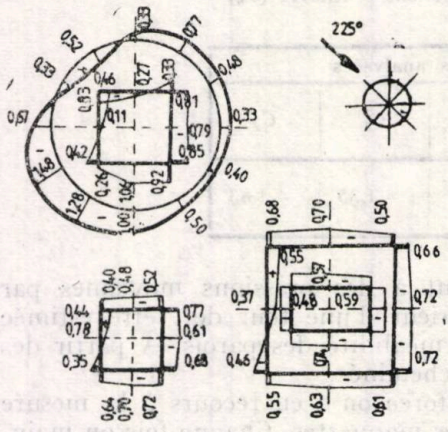



Fig. 3. — Distribution des pressions à la surface des tours (coefficients $C_n$).

Il faut observer que, en prenant pour référence la pression dynamique ($g_t$) qui correspond à la plus haute des tours, le coefficient ($C_t$) déduit pour la tour ($S$) résulte un peu diminué.

Finalement, pour apprécier l'importance des fluctuations de la vitesse de l'air à proximité des tours, une série de mesures a été effectuée avec une sonde TSI placée au centre du groupe de trois tours.

Dans le Tableau 3 on présente sous forme adimensionelle les valeurs de la vitesse et de l'intensité de la turbulence, pour 8 directions du vent. L'intensité de la turbulence atteint 40% tandis qu'elle est de 10 ... 15% en amont. L'importance des fluctuations de vitesse et donc des forces aérodynamiques qui ont été constatées fût une raison de plus pour passer à une étude dynamique. Cette étude était d'ailleurs nécessaire surtout pour la tour ($M$), à structure métallique et avec des façades constituées par des éléments non portants, très légers.

## 4. Conclusions

Afin de pouvoir obtenir rapidement des résultats préliminaires concernant les coefficients de pression et de force pour un groupe de trois tours, on a eu recours à des méthodes expéditives. Il a été possible d'établir leur utilité et de constater certaines particularités de l'action du vent dont il est important de tenir compte dès le début dans l'étude du projet. Toutefois des essais plus poussés en soufflerie restent nécessaires.

*Reçue le 29 avril 1987*

*Institut Polytechnique, Jassy,*
*Chaire de Génie Civil*

BIBLIOGRAPHIE

1. * * * *Calcul des effets du vent sur les constructions.* Recommandations de la CECM. Construction Métallique, **3** (1979).
2. Ghiocel D., Lungu D., *Wind, Snow and Temperature Effects on Structures Based on Probability.* Abacus Press, Tunbridge Wells, Kent (1975).
3. Radu A., Axinte E., Theohari Chr., *Steady Wind Pressures on Solar Collectors on Flat-Roofed Buildings.* J. of Wind Eng. and Ind. Aerodyn., **23**, 249–258 (1986).

ACŢIUNEA VÎNTULUI ASUPRA UNUI GRUP TRIPLU DE TURNURI INDUSTRIALE CU SECŢIUNEA VARIABILĂ

Studiu în tunel aerodinamic

(Rezumat)

Sînt prezentate consideraţii teoretice şi rezultate experimentale privind acţiunea vîntului asupra unui grup de trei turnuri înalte, cu secţiune în trepte. În tunel aerodinamic, pe machete rigide, au fost determinaţi coeficienţii componentei normale a acţiunii vîntului, $C_n$ şi al rezultantei acesteia, $C_t$. Valorile coeficienţilor aerodinamici obţinute experimental pentru turnurile grupate sînt superioare celor teoretice indicate de norme pentru turnuri izolate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C.

# CONTRIBUTIONS À L'ÉTUDE DE L'ÉTAT LIMITE DE RÉSISTANCE DANS LES SECTIONS INCLINÉES DES ÉLÉMENTS PRECONTRAINTS (II)

PAR

MARCEL PATRAȘ, V. HOBJILA et I. GIURMA

## 1. Introduction

Dans la première partie de cette étude [1] on a présenté le programme de recherches concernant les essais des poutres de grands dimensions (3,5...24 m), avec les principaux paramètres variables, à savoir, la manière de précontrainte et la qualité de l'armature tendue (TBP et PC 90), le pourcentage d'armature transversale ($p_t$), l'intensité de la précontrainte ($\sigma_{bp}$), la portée de l'effort tranchant ($M/Qh$). On a effectué une analyse de la capacité de résistance aux efforts tranchants dans les sections inclinées en rapportant les valeurs expérimentales ($Q_r^{exp}$) aux celles de contrôle ($Q_Q^c$).

## 2. Analyse de la capacité portante

Une analyse plus approfondie de la capacité portante des poutres précontraintes qui sont soumises au moment fléchissant et à des efforts tranchants importants est présenté dans le Tableau 1 ou sont données les valeurs critiques de contrôle des efforts tranchants qui en résultent de : a) la vérification aux efforts tranchants dans les sections inclinées $Q_Q$ pour les deux bouts de la poutre (col. 9) ; b) la vérification au moment fléchissant dans les sections inclinées $Q_{M_i}$(col. 5) au bout „libre" $A$ (la longueur de passage de la poutre sur appui $l_1 = 15$ cm) ; l'arrachement est possible de se produire ; c) la vérification au moment fléchissant dans les sections normales $Q_{M_n}$ (col. 11).

Dans les colonnes 12 et 13 on donne les valeurs minima de l'effort tranchant de calcul ($Q_{min}^c$) pour le bout „libre" $A$ et dans les colonnes 14 et 15 les valeurs expérimentales ($Q_r^{exp}$).

L'analyse des rapports $Q_r^{exp}/Q_{min}^c$(col. 16, 17) avec les représentations graphiques de la Fig. 1 *a*, *b*, en fonction de la portée de l'effort tranchant $a/h$ et de la Fig. 2 *a*, *b*, en fonction du pourcentage d'armature transversale $p_t$ a relevé les aspects suivants :

a) Au bout „libre" $A$, le rapport $Q_r^{exp}/Q_{min}^c$ est variable entre 1,00 et 2,56, en étant influencé par l'armature transversale, par l'épaisseur de l'âme de la poutre et par l'effet d'échelle. Pendant l'essai on a enregistré les valeurs des efforts tranchants $Q_{s0}$ qui correspondent au commencement de l'arrachement de l'une des armatures (toron ou barre) et respectivement l'effort tranchant $Q_{s0,1}$ qui correspond à un arrachement de 0,1 mm, valeur

que l'on considère [2] critique pour la capacité portante. Suivant les données de la col. 19, (Tab. 1), on constate que pour 9 poutres le rapport $Q_{s0,1}/Q^e_{\min}$ est sousunitaire, les valeurs étant comprises entre 0,85 et 0,99 ce qui confirme le fait qu'il serait plus juste de considérer l'effort tranchant qui produit le commencement de l'arrachement $Q_{s0}$ comme valeur critique et pas l'effort qui correspond à un glissement de l'armature tendue de 0,1 mm.

b) En ce qui concerne le bout „bloqué" $B$ (la longueur de passage sur appui, $l_2 = 60$ cm) on constate que la méthode de calcul dans les sections inclinées [3] s'avère adéquate qouoique avec quelques imperfections. Les résultats expérimentaux sont en concordance avec les valeurs calculées compte tenu que le rapport $Q^{exp}_r/Q^e_{\min}$ peut varier entre 1,03 et 1,95. Si dans le Tableau 1, col. 7, au lieu de la valeur $Q^{STAS}_b$ on introduit $Q^{prop}_b$ [1] additionnée à $Q_e$ il en résulte la valeur critique de la vérification aux efforts tranchants :

$$(1) \qquad Q^{prop}_Q = \left(\frac{Qh}{M} + \frac{N_{0t}}{A_pR_p + A_aR_a}\right) bhR_t + A_{ae}m_{at}\sigma_c,$$

dont les valeurs se trouvent dans la col. 22 du Tableau 1 et la représentation graphique dans la Fig. 3 *a*, *b*. Les valeurs du rapport $Q^{exp}_{rB}/Q^{prop}_{\min}$ sont inférieures à l'unité por 6 poutres seulement, celles qui sont munies d'armatures transversales réduites ($p_t < p_{t\min}$).

La rupture des éléments précontraints à armature prétendue aux efforts tranchants peut être schématisée (en réalité elle est plus complexe) par certains modes de rupture (tab. 1, col. 20), à savoir : des ruptures par cisaillement — compression ($M_t$), des ruptures par l'écrasement du béton par suite de la compression entre deux fissures inclinées ($Z$), des ruptures par compression au fléchissement ($M_n$). Les essais ont fait ressortir la variété des modes de rupture et aussi le fait que les divers paramètres sont ceux qui conditionnent finalement le mode de rupture.

Les essais qui ont été effectués sur des poutres qui dépassent très peu les appuis (de 10...15 cm) ont montré que dans beaucoup de cas il peut se produire le phénomène d'arrachement de l'armature tendue ($Q_{s0}/Q_{fiA} < 1$) avant que les fissures se fassent remarquées. L'ensemble du mécanisme de rupture de la poutre est, dans ce cas, en quelque sorte, différent par rapport au cas où la fissure apparue tout d'abord dans l'âme, se développe, menant à une rupture du type $M_t$ ; dans ces cas, le commencement de l'arrachement de l'armature tendue, phénomène qui, une fois apparu, n'a pu pas être arrêté, a pour effet le développement rapide des fissures inclinées vers la semelle supérieure et ensuite la rupture de la poutre par moment fléchissant, mais à des charges plus faibles.

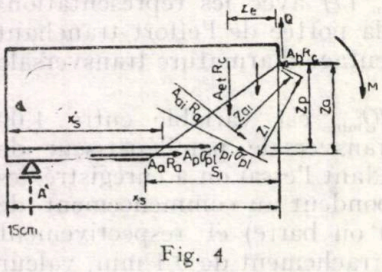


Fig. 4

Les ruptures notées par $M_{ts}$ (Tab. 1, col. 20) n'apparaissent qu'aux poutres à armature transversale réduite ($p_t < p_{t\min}$). Les auteurs sont d'avis que, même aux poutres à appui limité ($l_1 = 15$ cm), le contrôle au moment fléchissant dans les sections inclinées soit effectué à l'aide de la relation STAS 10 107/0-87 (Fig. 4) :

| | Poutre | Armature tendue | Étriers | $\frac{a}{h}$ | Valeurs critiques de calcul | | | | | | | Valeurs minima de calcul $Q_{min}^{calc}$ | | Valeurs expérimentales t | | $\frac{Q_r^{exp}}{Q_{min}^{calc}}$ | | $Q_{s0,1}^{exp}$ | $\frac{Q_{s0,1}^{A}}{Q_{min}^{calc}}$ | Mode de rupture | $Q_{min}^{prop}$ | $\frac{Q_{rB}^{exp}}{Q_{min}^{prop}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | $M_t$ | | $Q$ | | | | $M_u$ | | | | | | | | | | | |
| | | | | | $Q_{M_t}$ | $S_t$ | $Q_b$ | $Q_s$ | $Q$ | $S_t$ | $Q_{mu}$ | ↓P | P↓ | $A$ | $B$ | $A$ | $B$ | t | | | | | |
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16= 14/12 | 17= 15/13 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 |
| Poutres de 9,2 m de longueur | $G_1$ | TBP 9 24×7 Ø3 | 5 Ø8 | 2,5 | 56,0 | 250 | 28,2<br>27,2 | 20 | 48,2<br>47,2 | 250 | 72,5 | 48,2 | 47,2 | 66,7 | 72,3 | 1,385 | 1,531 | 58,7 | 1,215 | $M_{ts}$ | 70,3 | 1,025 |
| | $G_8$ | | 3 Ø6 | 2,5<br>1,5 | 34,9 | 250 | 25,4<br>34,40 | 8,2<br>5,1 | 33,5<br>49,1 | 250 | 92,25 | 33,6 | 49,1 | 62,9 | 83,8 | 1,870 | 1,705 | 61,9 | 1,84 | $M_{ts}$ | 66,1 | 1,265 |
| | $G_3$ | TBP 12 18×7Ø4 | 4,5 Ø8 | 1,5 | 46,3 | 150 | 46,5<br>48 | 12,0 | 58,5<br>60 | 150 | 148 | 46,3 | 60 | 105,4 | 116,8 | 2,28 | 1,95 | 73,3 | 1,58 | $F$ | 85,5 | 1,37 |
| | $G_4$ | | 5,5 Ø12 | 2,5 | 61,6 | 250 | 28,2<br>26,8 | 50,7 | 78,9<br>77,5 | 250 | 87,4 | 61,6 | 77,5 | 82,75 | 85,8 | 1,345 | 1,105 | 73,8 | 1,20 | $M_t$ | 90,7 | 0,95 |
| | $G_5$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | 40,5 | 250 | 28,3<br>26,8 | 20,0 | 48,3<br>46,8 | 250 | 87,5 | 40,5 | 46,8 | 53,9 | 54,6 | 1,335 | 1,165 | 49,9 | 1,35 | $M_t$ | 47,3 | 1,15 |
| | $G_6$ | | 5,5 Ø12 | 2,5 | 54,8 | 250 | 27,8<br>26,2 | 51,0 | 78,8<br>77,2 | 250 | 88,0 | 54,8 | 77,2 | 79,1 | 90,3 | 1,445 | 1,170 | 78,9 | 1,44 | $M_t$ | 78,3 | 1,155 |
| | $G_7$ | | 4,5 Ø8 | 3,5 | 40,8 | 350 | 18,8<br>18,3 | 24 | 42,8<br>42,3 | 350 | 61,0 | 40,8 | 42,3 | 51,2 | 59,8 | 1,400 | 1,415 | 52,9 | 1,295 | $M_{ts}$ | 56,7 | 1,055 |
| | $G_8$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | 39,0 | 250 | 27,2<br>26,8 | 18 | 45,2<br>44,8 | 250 | 87,7 | 39,0 | 44,8 | 67,4 | 79,3 | 1,730 | 1,770 | 54,5 | 1,395 | $M_{ts}$ | 54,5 | 1,455 |
| | $G_9$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | 43,4 | 250 | 23,4<br>22,0 | 18,75<br>20,80 | 42,15<br>42,8 | 250 | 90,5 | 42,15 | 42,8 | 62,0 | 62,3 | 1,475 | 1,465 | 39,4 | 0,937 | $M_t$ | 48,3 | 1,29 |
| | $G_{10}$ | | 5,5 Ø12 | 2,5 | 63,5 | 250 | 19,2<br>17,5 | 55,6 | 74,8<br>73,1 | 250 | 90,5 | 63,6 | 73,1 | 83,4 | 85,0 | 1,315 | 1,965 | 70,4 | 1,110 | $M_{t-z}$ | 80,1 | 1,05 |
| | $G_{11}$ | PC90 8 Ø25 | 5,5 Ø12 | 2,5 | 90,7 | 250 | 29,6<br>29,4 | 55,6 | 85,2<br>85,0 | 250 | 86,8 | 85,2 | 86,8 | 107,9 | 90 | 1,270 | 1,035 | 89,3 | 1,050 | $M_u$ | 107,9 | 0,84 |
| | $G_{12}$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | 63,5 | 250 | 30,3<br>30,3 | 18,8 | 49,1<br>49,1 | 250 | 89 | 49,1 | 49,1 | 80,9 | 71,1 | 1,650 | 1,450 | 67,3 | 1,370 | $F$ | 66,1 | 1,075 |
| | $G_{13}$ | TBP12 18×7 Ø4 | 5,5 Ø12 | 3,5 | 69,7 | 350 | 18,3<br>19,4 | 71 | 89,3<br>99,4 | 350 | 61,5 | 61,5 | 61,5 | 69,4 | 59,8 | 1,130 | 1,135 | 68,9 | 1,135 | $M_u$ | 107,3 | — |
| | $G_{14}$ | | 5,5 Ø12 | 1,5 | 52,5 | 150 | 46,7<br>45,2 | 35,5 | 82,2<br>80,7 | 150 | 146,3 | 52,5 | 52,5 | 108,4 | 113,9 | 2,070 | 1,41 | 96,9 | 1,845 | $M_{ts}-F$ | 103,1 | 1,10 |
| | $G_{15}$ | Faisc. 3× 12 Ø7 1× 12 Ø5 | 5,5 Ø12 | 2,5 | — | — | 26,6<br>28,2 | 50,7 | 77,3<br>78,9 | 250 | 71,3 | 71,3 | 71,3 | 75,4 | 75,8 | 1,055 | 1,065 | — | — | — | 96,6 | — |
| | $G_{16}$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | — | — | 28,2<br>31,4 | 18 | 46,2<br>49,4 | 250 | 64,5 | 46,2 | 49,4 | 69,0 | 69,4 | 1,495 | 1,405 | — | — | $M_t$ | 66,8 | 1,04 |
| | 1 | | | 2,5 | 10,78 | 100 | 3,95 | 2,72 | 6,67 | 100 | 12,1 | 6,67 | — | 9,07 | — | 1,36 | — | 7,51 | 1,135 | $M_t$ | — | — |
| | 2 | | | 2,5 | 10,78 | 100 | 3,95 | 2,72 | 6,67 | 100 | 12,1 | 6,67 | — | 8,57 | — | 1,29 | — | 6,82 | 1,025 | $M_t$ | — | — |
| | 3 | | | 2,5 | 10,25 | 100 | 3,87 | 2,72 | 6,59 | 100 | 12,1 | 6,50 | 6,59 | — | 10,82 | — | 1,80 | — | — | — | 9,17 | 1,185 |
| | 4 | | | 2,5 | 8,13 | 100 | 3,87 | 2,72 | 6,59 | 100 | 12,1 | 6,59 | — | 10,82 | — | 1,80 | — | 8,52 | 1,295 | $M_{t-z}$ | — | — |
| | 5 | | 3 Ø6 | 1,5 | 8,29 | 60 | 6,48 | 1,36 | 7,84 | 60 | 20,2 | 7,84 | 7,84 | 13,37 | 15,2 | 1,71 | 1,935 | 11,0 | 1,415 | $M_{t-z}$ | 12,11 | 1,25 |
| | 6 | | $b$=6 | 2,0 | 8,34 | 60 | 4,95 | 2,72 | 7,67 | 80 | 15,1 | 7,67 | 7,67 | 10,07 | 13,7 | 1,315 | 1,785 | 7,57 | 0,988 | $M_t$ | 10,05 | 1,37 |
| | 7 | | | 3,5 | 5,72 | 70 | 4,15 | 2,72 | 6,87 | 100 | 8,65 | 5,72 | — | 7,82 | — | 1,365 | — | 7,07 | 1,235 | $M_t$ | — | — |
| | 8 | | | 4,0 | 5,56 | 70 | 4,15 | 2,72 | 6,87 | 100 | 7,55 | 5,66 | — | 7,17 | — | 1,29 | — | 6,87 | 1,18 | $M_t$ | — | — |
| | 9 | | | 4,0 | 10,85 | 100 | 4,05 | 2,72 | 6,77 | 100 | 7,55 | 5,77 | — | 8,27 | — | 1,225 | — | 8,07 | 1,195 | $M_t$ | — | — |
| | 10 | | | 3,5 | — | — | 4,06 | 2,72 | 6,77 | 100 | 8,65 | — | 6,77 | — | 8,82 | — | 1,305 | — | — | $M_t$ | 8,67 | 1,015 |
| | 11 | | 5 Ø6 | 2,5 | 7,82 | 85 | 5,40 | 4,08 | 9,48 | 80 | 12,1 | 7,82 | 9,48 | 8,07 | 12,5 | 1,035 | 1,32 | 7,57 | 0,968 | $M_t$ | 11,31 | 1,105 |
| | 12 | | $b$=6 | 1,5 | 7,70 | 60 | 7,2 | 2,72 | 9,92 | 60 | 20,2 | 7,70 | — | 7,67 | — | 1,00 | — | 7,07 | 0,920 | $F-M_t$ | — | — |
| | 13 | | | 4,5 | 7,01 | 85 | 5,20 | 4,08 | 9,28 | 80 | 6,7 | 6,70 | — | 7,37 | — | 1,10 | — | 6,87 | 1,025 | $M_t$ | — | — |
| | 14 | | 3 Ø6 | 4,5 | — | — | 5,20 | 4,08 | 9,28 | 80 | 6,7 | — | 6,70 | — | 7,37 | — | 1,10 | — | — | $M_t$ | 9,28 | 0,80 |
| | 15 | | $b$=6 | 4 | — | — | 5,05 | 4,08 | 9,13 | 80 | 7,55 | — | 7,55 | — | 8,02 | — | 1,065 | — | — | $M_t$ | 9,56 | 0,84 |
| | 16 | | | 3,0 | 6,65 | 65 | 5,05 | 4,08 | 9,13 | 80 | 10,1 | 6,66 | 10,1 | 8,57 | 10,2 | 1,20 | 1,005 | 7,07 | 1,065 | $M_t$ | 10,18 | 1,00 |
| | 17 | | | 2,5 | 7,91 | 75 | 6,13 | 4,80 | 10,93 | 60 | 12,1 | 7,91 | 10,93 | 10,07 | 11,35 | 1,275 | 1,035 | 8,07 | 1,02 | $M_t$ | 10,95 | 1,035 |
| | 18 | | | 4,0 | 10,58 | 80 | 6,13 | 4,80 | 10,93 | 60 | 7,65 | — | 7,55 | — | 8,27 | — | 1,10 | — | — | $M_t$ | 10,10 | 1,082 |
| | 19 | | 5 Ø8 | 3,5 | 9,44 | 85 | 7,0 | 4,8 | 11,80 | 60 | 8,65 | 8,65 | — | 9,4 | — | 1,085 | — | 7,37 | 0,853 | $F$ | — | — |
| | 20 | TBP12 3×7 Ø4 | $b$=6 | 3,5 | 8,31 | 80 | 7,0 | 4,8 | 11,80 | 60 | 8,65 | 8,34 | — | 7,82 | — | 0,94 | — | 7,82 | 0,938 | $M_t$ | — | — |
| | 21 | | | 1,5 | 8,54 | 60 | 6,4 | 4,8 | 11,20 | 60 | 20,2 | 8,54 | 11,2 | 10,57 | 14,55 | 1,24 | 1,30 | 8,57 | 1,00 | $M_t$ | 15,05 | 0,95 |
| | 22 | | 3 Ø6 | 3,0 | 8,54 | 80 | 6,7 | 4,8 | 11,50 | 60 | 10,1 | 8,54 | 10,10 | 8,92 | 11,5 | 1,045 | 1,11 | 6,92 | 0,81 | $M_t$ | 11,0 | 1,05 |
| | 23 | | $b$=6 | 3,0 | 4,97 | 70 | 3,96 | 2,72 | 6,68 | 100 | 10,1 | 4,97 | 6,68 | 5,92 | 8,52 | 1,19 | 1,275 | 5,42 | 1,09 | $M_t$ | 8,72 | 0,98 |
| | 24 | | | 2,5 | 5,11 | 70 | 3,96 | 2,72 | 6,68 | 100 | 12,1 | 5,11 | 6,68 | 6,07 | 10,6 | 1,10 | 1,50 | 6,07 | 1,185 | $M_t-F$ | 9,33 | 1,135 |
| | 27 | | | 1,5 | 7,21 | 40 | 4,20 | 6,88 | 11,08 | 60 | 20,2 | 7,21 | 11,08 | 9,82 | 16,55 | 1,36 | 1,495 | 8,07 | 1,125 | $M_t-F$ | 15,98 | 1,035 |
| | 28 | | 5 Ø8 | 2,5 | 7,21 | 40 | 7,0 | 6,88 | 13,88 | 60 | 12,1 | 7,21 | 12,1 | 8,57 | 15,5 | 1,19 | 1,28 | 6,57 | 0,912 | $M_t$ | 13,98 | 1,11 |
| | 29 | | $b$=12 | 3,5 | 7,15 | 40 | 4,70 | 6,88 | 13,58 | 60 | 86,5 | — | 8,65 | — | 11,07 | — | 1,285 | — | — | $M_t$ | 12,91 | 0,86 |
| | 30 | | | 3,5 | 7,18 | 40 | 6,70 | 6,88 | 13,58 | 60 | 86,5 | 7,18 | — | 8,77 | — | 1,22 | — | 6,87 | 0,958 | $M_t$ | — | — |
| | 31 | | | 2,5 | 5,16 | 80 | 6,65 | 4,80 | 11,45 | 100 | 12,1 | — | 11,45 | — | 13,87 | — | 1,215 | — | — | $M_u$ | — | — |
| | 32 | | 3 Ø8 | 1,5 | 5,22 | 60 | 11,65 | 2,4 | 14,05 | 60 | 20,2 | 5,22 | 14,05 | 11,62 | 17,5 | 2,23 | 1,245 | 11,62 | 2,23 | $M_t-F$ | — | — |
| | 33 | | $b$=12 | 2,0 | 5,72 | 80 | 8,95 | 4,8 | 13,75 | 80 | 15,1 | 5,72 | 13,75 | 10,62 | 15,05 | 1,87 | 1,095 | 10,52 | 1,865 | $M_t-F$ | — | — |
| | 34 | | | 2,5 | 5,76 | 80 | 7,35 | 4,8 | 12,15 | 100 | 12,1 | 5,76 | 12,1 | 8,12 | 16,2 | 1,41 | 1,33 | 8,12 | 1,41 | $F$ | — | — |
| Poutres de 4,9 m de longueur (INCERC) | 35 | | | 2,5 | 5,52 | 80 | 7,50 | 4,8 | 12,30 | 100 | 12,1 | 5,52 | 12,1 | 9,62 | 12,95 | 1,745 | 1,070 | 8,62 | 1,56 | $F$ | — | — |
| | 36 | | 5 Ø6 | 3,5 | 6,22 | 80 | 7,9 | 4,8 | 12,70 | 100 | 8,65 | — | 8,65 | — | 10,22 | — | 1,185 | — | — | $M_u$ | — | — |
| | 37 | | $b$=12 | 1,5 | 6,70 | 60 | 14,15 | 2,72 | 16,87 | 60 | 20,2 | 6,70 | 16,87 | 11,62 | 21,6 | 1,735 | 1,28 | 11,62 | 1,74 | $M_t-F$ | — | — |
| | 38 | | | 3,5 | 5,99 | 70 | 6,70 | 6,82 | 13,52 | 120 | 8,65 | — | 8,65 | — | 10,87 | — | 1,26 | — | — | $M_u$ | — | — |
| | 39 | | | 2,5 | 6,98 | 70 | 7,35 | 5,44 | 12,79 | 100 | 12,1 | 6,98 | 12,1 | 13,12 | 13,12 | 1,88 | 1,085 | 13,12 | 1,88 | $F-M_t$ | — | — |
| | 41 | | 5 Ø8 | 2,5 | 8,27 | 65 | 9,1 | 9,60 | 18,70 | 100 | 12,1 | 8,27 | 12,1 | 12,12 | 14,4 | 1,465 | 1,19 | 12,12 | 1,46 | $M_t-F$ | — | — |
| | 42 | | $b$=12 | 3,5 | 8,27 | 65 | 9,1 | 9,6 | 18,70 | 100 | 8,65 | — | 8,65 | — | 10,92 | — | 1,265 | — | — | $M_u$ | — | — |
| | 43 | | | 3,0 | 6,43 | 50 | 8,25 | 9,6 | 17,85 | 100 | 10,1 | 6,43 | 10,1 | 12,12 | 13,1 | 1,885 | 1,295 | 11,87 | 1,85 | $F-M_t$ | — | — |
| | 44 | | | 1,5 | 6,66 | 50 | 14,15 | 4,8 | 18,95 | 60 | 20,2 | 6,56 | 18,95 | 16,37 | 20,8 | 2,45 | 1,10 | 12,60 | 1,895 | $M_t$ | — | — |
| | 45 | 3TBP12 | | 3,5 | 5,21 | 60 | 6,50 | 6,8 | 13,30 | 120 | 8,5 | — | 8,5 | — | 10,17 | — | 1,20 | — | — | $M_u$ | — | — |
| | 46 | ⊕ 1PC90 Ø16 | 5 Ø6 | 2,5 | 5,21 | 60 | 7,80 | 5,44 | 13,24 | 100 | 11,9 | — | 11,9 | — | 12,27 | — | 1,035 | 10,62 | — | $M_t-F$ | — | — |
| | 47 | | $b$=12 | — | 8,8 | 70 | 9,68 | 5,44 | 15,12 | 100 | 20,8 | 8,8 | 15,12 | 14,62 | 16,8 | 1,665 | 1,11 | — | — | $F$ | — | — |
| | 48 | 3TBP12 | | — | 9,02 | 70 | 8,05 | 6,80 | 14,85 | 120 | 16,3 | 9,02 | — | 14,62 | — | 1,60 | — | 14,42 | 1,60 | $M_t$ | — | — |
| | 49 | ⊕ 2PC90 Ø18 | | — | 6,94 | 70 | 7,47 | 5,44 | 12,91 | 100 | 20,8 | 6,94 | 12,91 | 12,12 | 15,0 | 1,745 | 1,965 | 10,62 | 1,535 | $M_t$ | — | — |
| | 50 | | | — | 6,83 | 65 | 6,23 | 6,80 | 13,03 | 120 | 16,3 | 6,83 | — | 11,92 | — | 1,745 | — | 10,42 | 1,525 | $M_t$ | — | — |
| | 51 | | | 1,5 | 10,90 | 70 | 16,25 | 2,72 | 18,97 | 60 | 34,7 | 10,90 | 18,97 | 22,52 | 29,7 | 2,07 | 1,58 | 17,62 | 1,615 | $F$ | — | — |
| | 52 | | | 4,0 | 10,38 | 70 | 8,13 | 6,80 | 14,93 | 120 | — | 10,38 | — | 13,42 | — | 1,295 | — | 13,42 | 1,29 | $M_t$ | — | — |
| | 55 | 3TBP 12 | | 2,5 | 4,17 | 60 | 8,30 | 5,44 | 13,74 | 100 | 12,1 | 4,17 | — | 10,12 | — | 2,42 | — | 10,12 | 2,42 | $F-M_t$ | — | — |
| | 56 | | | 3,5 | 4,2 | 60 | 8,30 | 5,44 | 13,74 | 100 | 12,1 | 4,2 | — | 9,12 | — | 2,17 | — | 9,12 | 2,17 | $F-M_t$ | — | — |
| | 57 | 1TBP 12 | | 2,5 | 4,23 | 60 | 8,07 | 5,44 | 13,54 | 100 | 11,65 | 4,23 | — | 9,62 | — | 2,27 | — | 7,12 | 1,68 | $F-M_t$ | — | — |
| | 58 | PC90 | | 2,5 | 4,23 | 60 | 8,07 | 5,44 | 13,51 | 100 | 11,65 | 4,23 | — | 7,51 | — | 1,77 | — | 7,14 | 1,69 | $M_t-F$ | — | — |
| | 59 | 3TBP 12 | | 2,5 | 3,27 | 70 | 4,05 | 2,72 | 11,77 | 100 | 12,1 | 3,27 | — | 7,07 | — | 2,17 | — | 7,04 | 2,16 | $M_{t-z}$ | 6,87 | 1,05 |
| | 60 | | | 4,0 | 3,27 | 70 | 4,05 | 1,36 | 5,41 | 100 | 7,55 | 3,27 | — | 5,80 | — | 1,775 | — | 5,80 | 1,77 | $M_{t-z}$ | 4,44 | 1,31 |
| | 61 | | | 2,5 | 3,12 | 60 | 3,94 | 2,72 | 6,66 | 100 | 11,65 | 3,12 | — | 8,07 | — | 2,59 | — | 5,07 | 1,625 | $M_t-F$ | 7,07 | 1,14 |
| | 62 | | | 4,5 | 3,12 | 60 | 3,94 | 2,72 | 6,66 | 100 | 7,28 | 3,12 | — | 7,55 | — | 2,42 | — | — | — | $M_t$ | 6,06 | 1,25 |
| | 63 | | | 2,5 | 4,93 | 70 | 4,25 | 2,72 | 6,97 | 100 | 11,9 | 4,93 | — | 9,07 | — | 1,84 | — | 6,07 | 1,23 | $M_t$ | 8,62 | — |
| | 64 | | | 2,5 | 5,44 | 70 | 4,25 | 2,72 | 6,97 | 100 | 12,1 | 5,44 | — | 7,79 | — | 1,435 | — | — | — | $M_{t-z}$ | 8,79 | 0,90 |
| | 65 | | 5 Ø8 | 2,5 | 7,31 | 40 | 12,15 | 9,60 | 21,75 | 100 | 12,1 | 7,31 | — | 14,19 | — | 1,495 | — | 14,19 | 1,94 | $M_u$ | — | — |
| | 66 | | $b$=20 | 2,5 | 4,6 | 70 | 10,15 | 7,20 | 17,35 | 120 | 12,1 | 4,6 | — | 11,75 | — | 2,56 | — | 9,29 | 2,02 | $F-M_t$ | — | — |
| | 67 | | $\mu$=0,246 | 2,5 | 6,4 | 60 | 10,75 | 9,60 | 20,65 | 120 | 11,65 | 5,4 | — | 12,79 | — | 2,37 | — | 7,29 | 1,35 | $M_u$ | — | — |
| | 68 | | | 2,5 | 7,5 | 60 | 10,75 | 9,60 | 20,65 | 120 | 11,9 | 7,5 | — | 11,79 | — | 1,575 | — | 9,29 | 1,24 | $M_t$ | — | — |

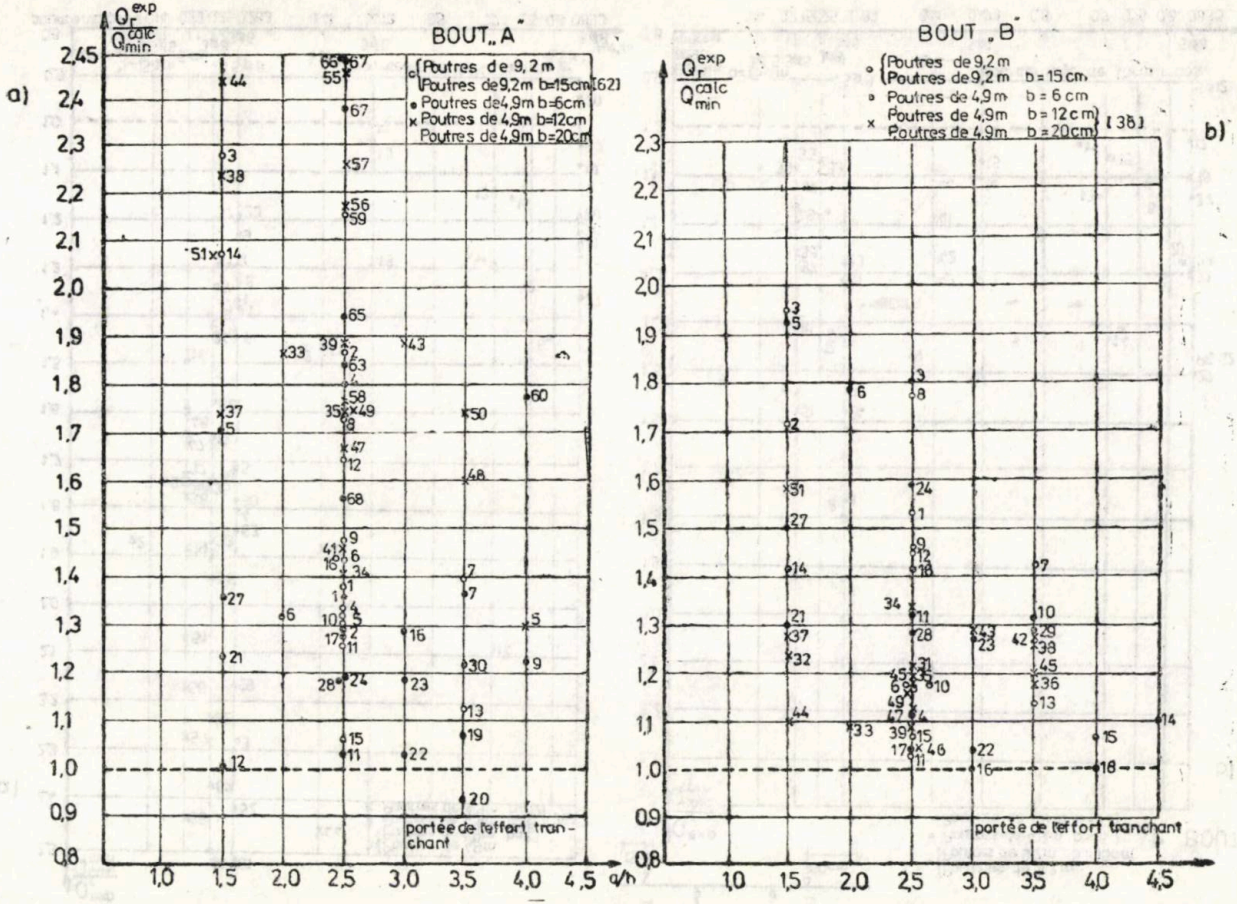

a)
BOUT „A"
$\frac{Q_r^{exp}}{Q_{min}^{calc}}$
Poutres de 9,2 m
Poutres de 9,2 m b=15cm
Poutres de 4,9m b=6cm
Poutres de 4,9m b=12cm
Poutres de 4,9m b=20cm
portée de l'effort tranchant
a/h
b)
BOUT „B"
Poutres de 9,2 m
Poutres de 9,2 m b = 15 cm
Poutres de 4,9 m b = 6 cm
Poutres de 4,9 m b = 12 cm
Poutres de 4,9 m b = 20 cm
portée de l'effort tranchant

Fig. 1

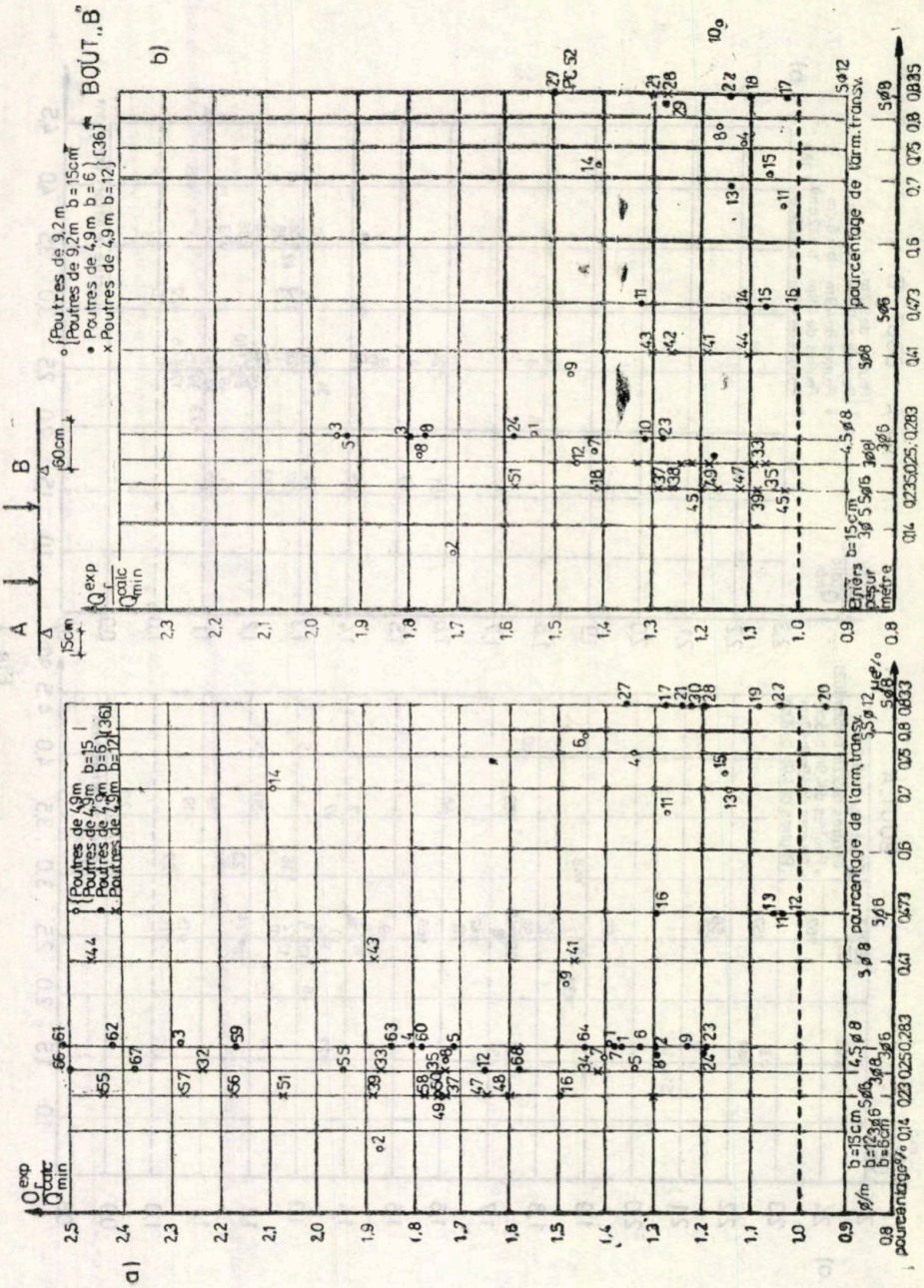

a)
b)
BOÛT „B"
A
B
15cm
60cm
pourcentage de l'arm. transv.
pourcentage %
Poutres de 9,2 m
Poutres de 9,2 m b = 15cm
Poutres de 4,9 m b = 6
Poutres de 4,9 m b = 12
Poutres de 4,9 m b = 15
Poutres de 4,9 m b = 6
Poutres de 4,9 m b = 12
[36]
PC 52

Fig. 2

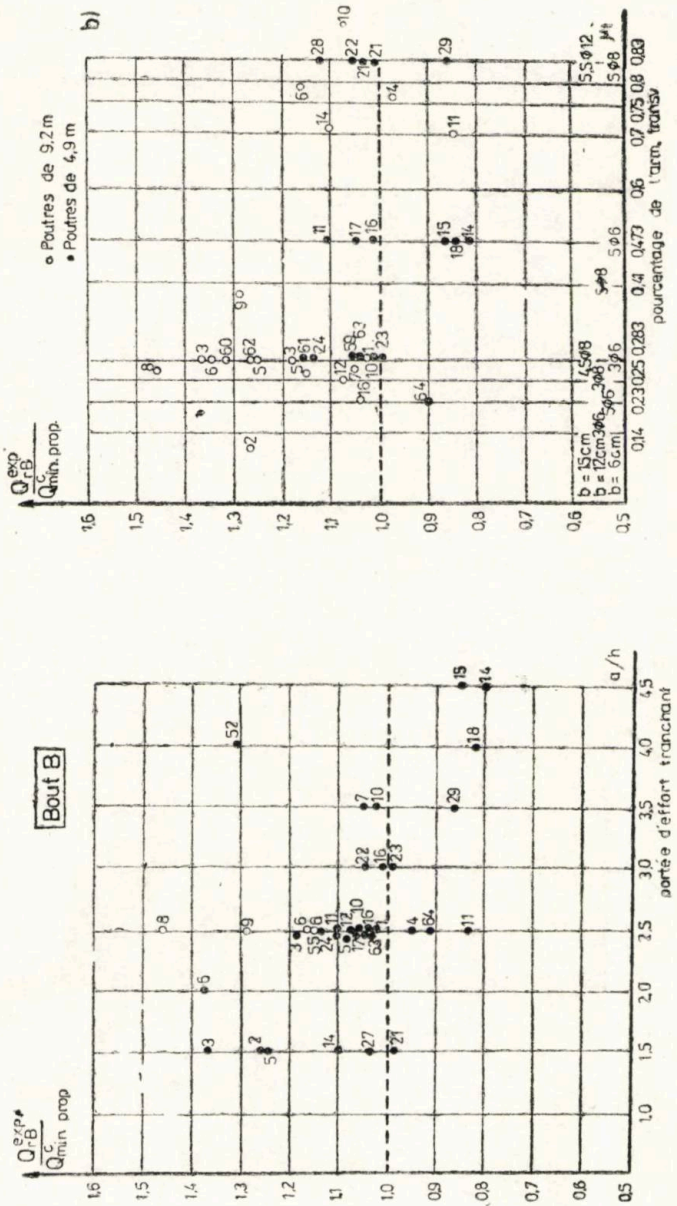
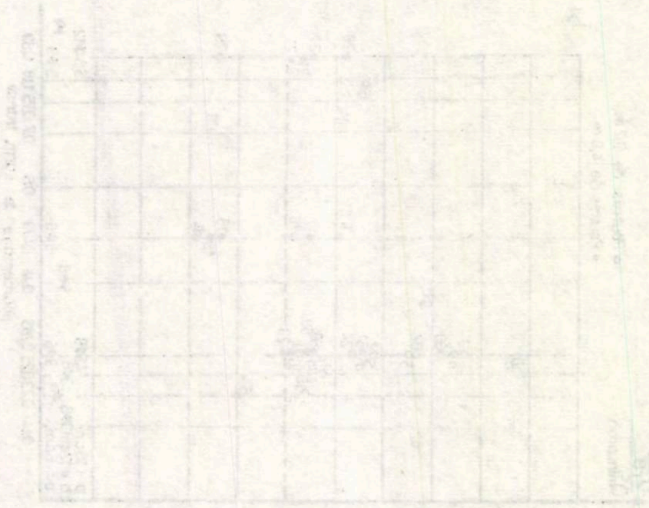

a)
Bouf B
b)
Poutres de 9,2 m
Poutres de 4,9 m
b = 15cm
b = 12cm
b = 6cm
pourcentage de l'arm. transv
portée d'effort tranchant
a/h

Fig. 3



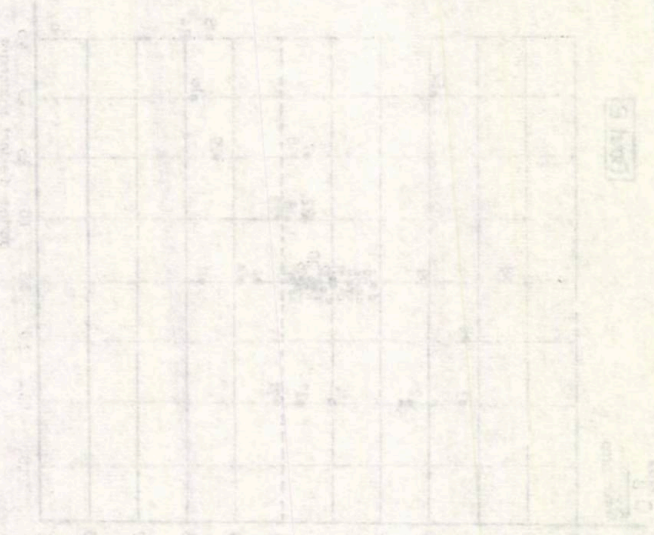


**Tableau 2**

| Poutre | Armature transversale | Étriers | $\frac{a}{h}$ | Bout „libre“ $A$ | | | | | | Bout „bloqué“ $B$ | | | | $\frac{Q_{rA}}{Q_{rB}}$ | $\frac{Q_{s01}}{Q_{rA}}$ | $\frac{Q_{s01}}{Q_{rB}}$ | $\frac{Q_{flA}}{Q_{rA}}$ | $\frac{Q_{flB}}{Q_{rB}}$ | $\frac{Q_{rA}^{exp}}{Q_{flA}}$ | $\frac{Q_{rB}^{exp}}{Q_{flB}}$ | $\frac{Q_{s0}}{Q_{rA}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $l_1$ cm | $Q_{rA}$ t | $M_{rA}$ tm | $Q_{s0,1}$ t | $M_{s0,1}$ t | Mode de rupture | $l_1$ cm | $Q_{rB}$ t | $M_{rB}$ tm | Mode de rupture | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 |
| $G_1$ | TBP9 24×7 Ø3 | 5 Ø8 | 2,5 | 15 | 66,7 | 158,8 | 58,7 | 137,5 | $M_{ts}$ | 60 | 72,3 | 172,0 | $F$ | 0,923 | 0,880 | 0,813 | 0,883 | 0,823 | 1,130 | 1,205 | 0,635 |
| $G_2$ | | 3 Ø6 | 2,5<br>1,5 | | 62,9 | 148,0 | 61,9 | 146,0 | $M_{ts}$ | | 83,8 | 116 | $F$ | 0,923 | 0,880 | 0,813 | 0,883 | 0,823 | 1,130 | 1,205 | 0,635 |
| $G_3$ | TBP12 18×7 Ø4 | 4,5 Ø8 | 1,5 | 15 | 105,4 | 149,0 | 73,3 | 101,0 | $F$ | 60 | 116,0 | 166,3 | $F$ | 0,903 | 0,70 | 0,627 | 0,558 | 0,615 | 1,790 | 1,63 | 0,63 |
| $G_4$ | | 5,5 Ø12 | 2,5 | | 82,75 | 198,0 | 73,8 | 176 | $M_t$ | | 85,8 | 206 | $M_t-F$ | 0,963 | 0,89 | 0,86 | 0,645 | 0,65 | 1,550 | 1,54 | 0,82 |
| $G_5$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | | 53,9 | 126,0 | 49,9 | 116 | $M_t$ | | 54,6 | 128,0 | $M_t$ | 0,987 | 0,926 | 0,915 | 0,797 | 0,752 | 1,255 | 1,33 | 0,89 |
| $G_6$ | | 5,5 Ø12 | 2,5 | | 79,1 | 189,0 | 78,9 | 188 | $M_t$ | | 90,3 | 217,0 | $M_t$ | 0,877 | 0,997 | 0,875 | 0,645 | 0,612 | 1,550 | 1,635 | 0,875 |
| $G_7$ | | 4,5 Ø8 | 3,5 | | 57,2 | 191,0 | 52,9 | 176 | $M_{ts}$ | | 59,8 | 200,3 | $M_t$ | 0,955 | 0,925 | 0,885 | 0,925 | 0,891 | 1,085 | 1,12 | 0,915 |
| $G_8$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | | 67,4 | 160,0 | 54,5 | 127 | $M_{ts}-F$ | | 79,3 | 189,0 | $M_t$ | 0,85 | 0,807 | 0,687 | 0,807 | 0,661 | 1,240 | 1,515 | 0,80 |
| $G_9$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | | 62,0 | 146,0 | 39,4 | 90 | $M_t$ | | 62,3 | 147,0 | $M_t$ | 0,995 | 0,637 | 0,633 | 0,613 | 0,64 | 1,630 | 1,56 | 0,62 |
| $G_{10}$ | | 5,5 Ø12 | 2,5 | | 83,4 | 200,0 | 70,4 | 167 | $M_{t-z}$ | | 83,3 | 204,0 | $z$ | 1,001 | 0,845 | 0,845 | 0,448 | 0,453 | 2,230 | 2,21 | 0,815 |
| $G_{11}$ | PC90 8 Ø25 | 5,5 Ø12 | 2,5 | 15 | 107,9 | 261,0 | 89,3 | 214 | $M_n$ | 60 | 89,8 | 213,0 | $M_n$ | 1,20 | 0,828 | 0,99 | 0,528 | 0,668 | 1,895 | 1,50 | 0,77 |
| $G_{12}$ | | 4,5 Ø8 | 2,5 | | 80,9 | 194,0 | 67,3 | 159 | $M_t-F$ | | 71,1 | 169,0 | $M_t-F$ | 1,135 | 0,833 | 0,945 | 0,698 | 0,807 | 1,435 | 1,24 | 0,735 |
| $G_{13}$ | TBP12 18×7 Ø4 | 5,5 Ø12 | 3,5 | 15 | 69,9 | 234,0 | 68,9 | 232 | $M_n$ | 60 | 69,8 | 236,0 | $M_n$ | 0,994 | 0,993 | 0,987 | 0,99 | 0,92 | 1,020 | 1,09 | 0,99 |
| | | | | | 67,9 | 93,1 | 59,9 | 81,0 | $F$ | | | | | | 0,883 | | 0,868 | | 1,155 | | 0,685 |
| $G_{14}$ | | 5,5 Ø12 | 1,5 | | 108,4 | 154,0 | 96,9 | 137,0 | $M_t-F$ | | 113,9 | 162,0 | $F$ | 0,953 | 0,892 | 0,85 | 0,743 | 0,74 | 1,345 | 1,35 | 0,825 |

(2) $$M_{is} \leqslant 0{,}85\,(A_p\sigma_{pl}Z_p + \sum A_{pi}\sigma_{pl}Z_i + \sum A_{ae}R_aZ_e + \sum A_{ai}R_aZ_i),$$

où

(3) $$\sigma_{pl.i} = mp\frac{X}{l_a}R_p \leqslant \sigma_{pl}.$$

La relation (2) s'avère couvrante à condition obligatoire qu'on ne diminue pas la valeur de $p_t$ sous 0,3...0,35‰.

En choisissant comme *degré d'avertissement* le rapport $Q_r^{exp}/Q_{fi}$ il en résulte des valeurs couvrantes (1,02...2,23) ayant la valeur moyenne de 1,4. Pourtant, beaucoup de poutres dont le rapport $Q_r^{exp}/Q_{min}^{calc}$ a des valeurs bien couvrantes (1,4...1,87) ont le rapport $Q_r^{exp}/Q_{fi.i}^{exp} = 1{,}02...1{,}08$ ; on observe que l'estimation de la sécurité seulement n'est pas suffisante en étant nécessaire à définir la notion d'avertissement aussi près que possible du phénomène.

La définition du degré d'avertissement à travers la prisme de la déformation de la poutre (de la flèche) semble être plus vaste, mais il est difficile de séparer les valeurs de la déformation dûe au moment fléchissant de la déformation provoquée par l'action de l'effort tranchant. C'est pourquoi les auteurs considèrent que le rapport $Q_{s0}/Q_r$, pour des éléments à armature prétendue, peut définir de façon satisfaisante le degré d'avertissement au passage réduit des appuis.

En effet, les valeurs du rapport $Q_{s0}/Q_r^{exp}$ (Tab. 2) sont encadrées par 0,62 et 0,9, en accord avec celles du rapport $Q_r^{exp}/Q_{min}^{calc}$, en se complétant réciproquement.

## 3. Conclusions

La méthode de calcul des sections inclinées [3] est basée sur l'estimation de la capacité de résistance aux efforts tranchants à l'aide des relations ayant un fondement demi-emiprique et considérant l'apport du béton et de l'armature transversale dans une fissure inclinée critique dont la position et l'inclinaison n'ont aucune justification physique, expérimentale. On étudie l'influence des principaux paramètres sur le processus d'apparition des fissures et sur les capacité portante et l'on fait des propositions concernant la modification des relations actuelles de calcul recommandées par les normatifs [2], [3]. Les recherches se sont arrêtées aux éléments à armature prétendue (des éléments ayant un volume prépondérant dans la production des éléments précontraints de constructions) parce que dans les zones marginales de tels éléments où interviennent, lors du service, des efforts tranchants importants, la précontrainte n'est pas réalisée entièrement et on constate souvent des phénomènes d'arrachement de l'armature tensionée.

Le mode de calcul de la capacité portante proposé est fondé sur des relations de calcul exprimant le mieux possible la corrélation entre la capacité portante effective et certains facteurs qui agissent sur elle. La connaissance, la plus exacte, par le calcul, de la capacité portante aux efforts tranchants permet, à l'aide des relations autant que possible complètes (telle que la relation (5) [1] et la relation (1)), d'éliminer la tendance actuelle dans les

calculs de surdimensionner les éléments précontraints dans les zones ayant des efforts tranchants importants afin d'éviter l'apparition de certaines modes de ruptures presque toujours fragiles.

*Reçue le 12 octobre 1987*

*Institut Polytechnique, Jassy,*
*Chaire de Constructions Hydrotechniques, Topographie et Dessin*

BIBLIOGRAPHIE

1. Patraş M., Hobjilă V., Nour D., Florea N., *Contributions à l'étude de l'état limite de résistance dans les sections inclinées des éléments précontraints.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXXII (XXXVI)**, *1—4*, s. V (1986).
2. * * * *Recomandări pentru completarea prescripţiilor de calcul.* Referat INCERC, august 1982.
3. * * * *Calculul şi alcătuirea elementelor din beton, beton armat şi beton precomprimat.* STAS 10 107/0-87, Bucureşti, 1987.

## CONTRIBUŢII LA STUDIUL STĂRII LIMITĂ DE REZISTENŢĂ ÎN SECŢIUNI ÎNCLINATE ALE ELEMENTELOR PRECOMPRIMATE (II)

(Rezumat)

Pentru elementele precomprimate cu armătură preîntinsă încovoiate, solicitate de forţe tăietoare importante (grinzi de 4,9 ... 18 m), se prezintă o analiză a capacităţii portante în secţiuni înclinate raportînd forţa tăietoare de rupere experimentală, ($Q_r^{exp}$), la cea teoretică minimă calculată ($Q_{min}^c$), funcţie de parametrii principali: deschiderea de forfecare $a/h$ şi procentul armării transversale $p_t\%$. Se propune o relaţie nouă pentru $Q_{min}^{crit}$ (rel. (1)) adoptînd pentru $Q_a$ relaţia (5) din [1]. Se analizează diversele moduri de rupere şi se introduce noţiunea de *grad de avertizare* ca reprezentînd raportul între forţa tăietoare corespunzătoare începerii alunecării armăturii în beton ($Q_{s0}$) şi forţa tăietoare de rupere ($Q_r^{exp}$).

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.07

# CONSIDÉRATIONS CONCERNANT LE CALCUL OPTIMUM DES POUTRES MÉTALLIQUES HYBRIDES

PAR

C. ŞERBESCU

## 1. La détermination des sections optimum des poutres métalliques homogènes

Le moment fléchissant limite $M^0_{cap}$, le poids $G^0$ ainsi que le coût $C^0$ (les dernières deux grandeurs étant exprimées par rapport à l'unité de longueur de la poutre homogène), avec les notations de la Fig. 1, sont :

$$(1)\qquad \begin{cases} M^0_{cap} = \dfrac{2}{h}\left[2bt\left(\dfrac{h}{2}\right)^2 + \dfrac{t_i h^3}{12}\right]R = \left(A_i + \dfrac{A_i}{6}\right)hR, \\ G^0 = (A_i + 2A_t)\gamma, \quad C^0 = G^0 c = (A_i + 2A_t)\gamma c, \end{cases}$$

où $R$, $\gamma$, $c$ sont, respectivement, la résistance de calcul, le poids specifiq ue le prix unitaire de l'acier.

Avec la notation

$$(2)\qquad K = \frac{A_i}{A_t},$$

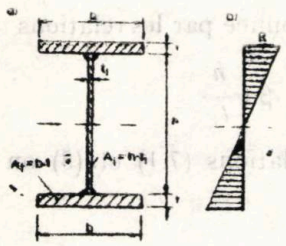


Fig. 1.—Poutre homogène: *a* — section, *b* — diagramme des contrain es normales.

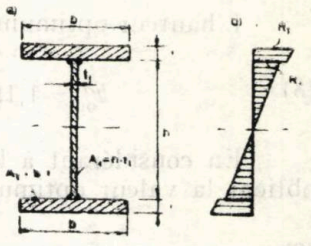


Fig. 2. — Poutre hybride : *a* — section, *b* — diagramme des contraintes normales.

les relations (1) deviennent

$$(3)\qquad M^0_{cap} = \left(1 + \frac{K}{6}\right)A_t hR, \quad G^0 = (K+2)A_t\gamma, \quad C^0 = (K+2)A_t\gamma c.$$

L'hauteur optimum d'une poutre homogène est obtenue à l'aide de la relation :

$$h^0_{opt}=1{,}15\sqrt{\frac{M_{max}}{t_i R}}=1{,}1\sqrt[3]{\beta\frac{M_{max}}{R}},\quad \text{où } \beta=\frac{h}{t_i}. \tag{4}$$

Si on considère la limite $M_{cap}=M_{max}$, les rélations (3.1) et (4) fournissent la valeur optimum du coefficient $K^0$ :

$$K^0_{opt}=1{,}6964. \tag{5}$$

## 2. La séction optimum des poutres hybrides

Les poutres hybrides ayant l'âme d'acier charbon OL 37 et les semelles d'acier faiblement allié OL 44 ou OL 52, assemblées par soudure, sont utilisées pour pannes, fermes de toit, poutres de portique, planchées, plates-formes industrielles.

Le momént fléchissant capable, $M^H_{cap}$, le poids et le coût (les dernières deux notations étant exprimées par rapport à l'unité de longueur de la poutre hyl ride), avec les notations de la Fig. 2, sont :

$$\begin{cases} M^H_{cap}=(btR_t)h+2\left(\frac{1}{2}\cdot\frac{h}{2}R_i\right)t_i\frac{2}{3}h=\left(A_tR_t+\frac{A_i}{6}R_i\right)h, \\ G^H=(A_i+2A_t)\gamma, \\ C^H=G_ic_i+2G_tc_t=A_i\gamma c_i+2A_t\gamma c_t, \end{cases} \tag{6}$$

où $R_t$, $R_i$, $c_i$, $c_t$ sont respectivement les résistances de calcul et les prix unitaires des aciers des semelles et de l'âme.

En fonction du coefficient $K$, les relations (6) deviennent :

$$M^H_{cap}=\left(R_t+\frac{K}{6}R_i\right)A_th,\quad G^H=(K+2)A_t\gamma,\quad C^H=(Kc_i+2c_t)A_t\gamma. \tag{7}$$

L'hauteur optimum d'une poutre hybride est donneé par les relations

$$h^H_{opt}=1{,}15\sqrt{\frac{M_{max}}{t_iR_t}}=1{,}1\sqrt[3]{\beta\frac{M_{max}}{R_t}},\quad \text{où } \beta=\frac{h}{t_i}. \tag{8}$$

En considérant à la limite $M_{cap}=M_{max}$, des relations (7.1) et (8) on obtient la valeur optimum du coefficient $K^H$ :

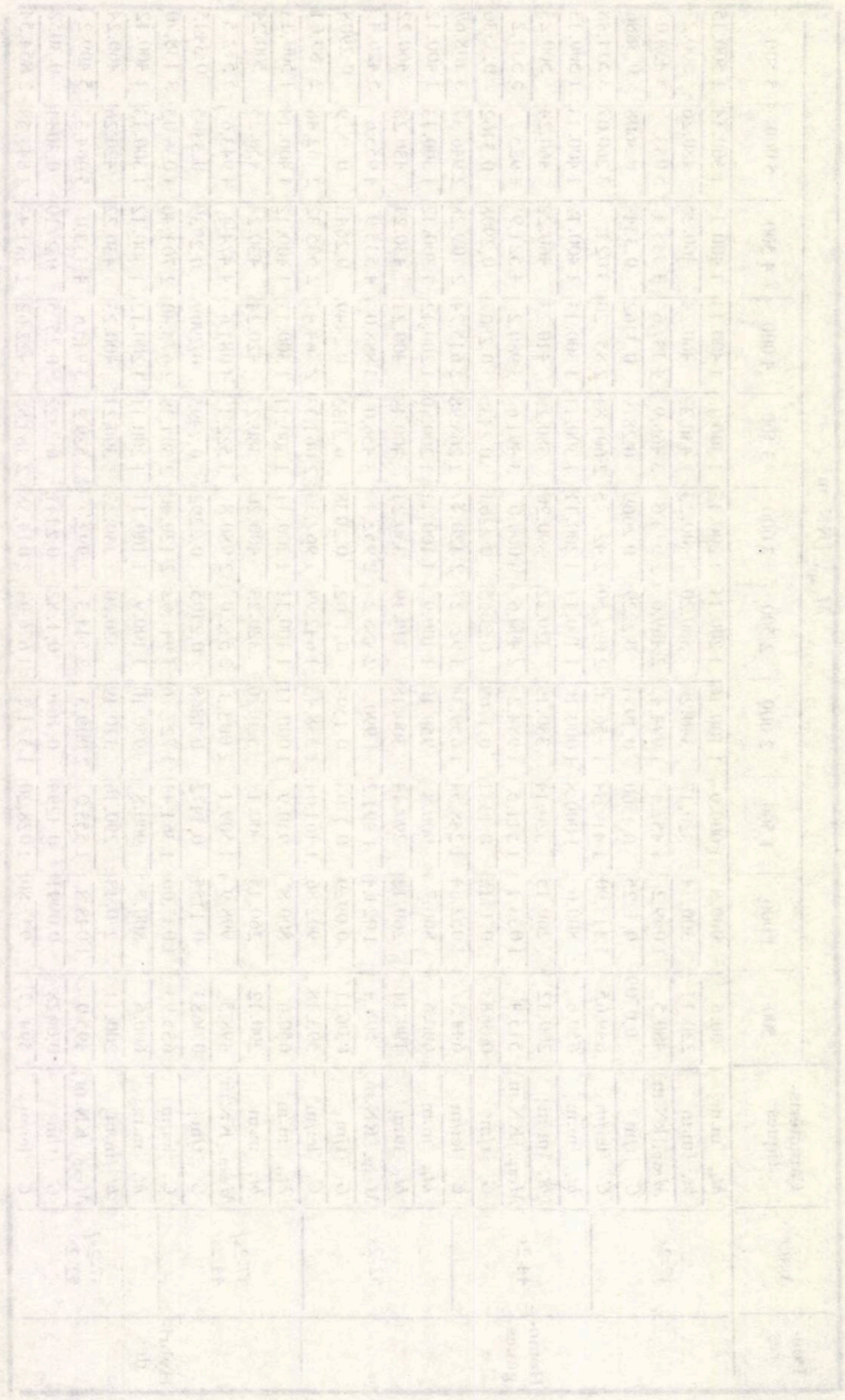
$$K^H_{opt}=\frac{1{,}3225}{1-0{,}2204\ R_i/R_t}. \tag{9}$$

## 3. La comparaison entre les solutions des poutres hybrides et homogènes ayant une section pleine

En effectuant le rapport entre les valeurs considérées dans les relations (3.1) et (7), c'est-à-dire respectivement les moments fléchissants capables, les poids et les coûts de poutres étudiées, il résulte :

**Tableau 1**

| Poutres | Acier | Caractéristiques | $M_{cap}$, [KN. m] | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 500 | 1 000 | 1 500 | 2 000 | 2 500 | 3 000 | 3 500 | 4 000 | 4 500 | 5 000 | 5 500 |
| Homogènes | 37-2*s* | $ht_i$, [m.m] | 700.6 | 900.8 | 1 000.9 | 1 100.10 | 1 200.11 | 1 200.13 | 1 300.13 | 1 400.13 | 1 400.14 | 1 500.14 | 1 500.15 |
| | | $bt$, [m.m] | 220.11 | 300.14 | 320.17 | 340.20 | 380.20 | 400.23 | 430.23 | 460.24 | 460.25 | 480.26 | 500.27 |
| | | $M_{cap}$, [kN.m] | 480,5 | 1 069,2 | 1 457,4 | 1 994,4 | 2 469,6 | 2 973,6 | 3 468,9 | 4 137,6 | 4 343,1 | 5 033,7 | 5 434,0 |
| | | $G$, [t/m] | 0,0709 | 0,1225 | 0,1560 | 0,1931 | 0,2229 | 0,2669 | 0,2879 | 0,3162 | 0,3348 | 0,3608 | 0,3886 |
| | | $C$, [lei/m] | 649,65 | 1 113,90 | 1 419,34 | 1 756,70 | 2 027,50 | 2 427,75 | 2 601,81 | 2 857,20 | 3 021,77 | 3 260,07 | 3 511,48 |
| | 44-2*s* | $ht_i$, [m.m] | 650.6 | 800.0 | 1 000.8 | 1 000.10 | 1 100.11 | 1 200.11 | 1 300.11 | 1 300.13 | 1 400.12 | 1 400.13 | 1 500.13 |
| | | $bt$, [m.m] | 200.12 | 260.15 | 320.14 | 330.19 | 320.22 | 390.20 | 380.22 | 410.23 | 460.22 | 460.24 | 500.23 |
| | | $M_{cap}$, [KN.m] | 515,4 | 1 033,1 | 1 511,5 | 1 984,2 | 2 490,6 | 3 000,0 | 3 491,6 | 3 980,2 | 4 521,9 | 4 925,7 | 5 531,2 |
| | | $G$, [t/m] | 0,0683 | 0,1115 | 0,1331 | 0,1769 | 0,2055 | 0,2261 | 0,2435 | 0,2807 | 0,2908 | 0,3162 | 0,3336 |
| | | $C$, [lei/m] | 644,57 | 1 052,34 | 1 248,54 | 1 659,34 | 1 927,27 | 2 120,17 | 2 268,98 | 2 615,74 | 2 709,28 | 2 946,37 | 3 108,67 |
| | 52-2*s* | $ht_i$, [m.m] | 600.6 | 800.7 | 900.8 | 950.10 | 1 100.9 | 1 100.11 | 1 200.10 | 1 200.12 | 1 300.12 | 1 300.13 | 1 400.12 |
| | | $bt$, [m.m] | 190.11 | 260.12 | 290.14 | 300.18 | 310.19 | 330.21 | 400.19 | 400.21 | 430.21 | 430.23 | 460.22 |
| | | $M_{cap}$, [KN.m] | 508,4 | 1 021,4 | 1 491,2 | 1 990,3 | 2 488,2 | 2 952,4 | 3 456,0 | 3 888,0 | 4 535,9 | 4 955,6 | 5 426,4 |
| | | $G$, [t/m] | 0,0611 | 0,0929 | 0,1203 | 0,1594 | 0,1702 | 0,2038 | 0,2135 | 0,2449 | 0,2643 | 0,2879 | 0,2908 |
| | | $C$, [lei/m] | 593,18 | 902,86 | 1 161,01 | 1 538,43 | 1 642,99 | 1 967,33 | 2 061,13 | 2 364,47 | 2 535,32 | 2 762,48 | 2 789,61 |
| Hybrides | 37-2*s*/ 44-2*s* | $ht_i$, [m.m] | 650.6 | 800.8 | 950.9 | 1 000.11 | 1 100.11 | 1 200.11 | 1 300.11 | 1 300.13 | 1 400.12 | 1 400.14 | 1 500.13 |
| | | $bt$, [m.m] | 200.12 | 260.15 | 300.17 | 320.20 | 320.23 | 400.20 | 380.23 | 420.24 | 430.24 | 450.25 | 500.24 |
| | | $M_{cap}$, [KN.m] | 498,5 | 998,9 | 1 509,1 | 2 003,3 | 2 512,0 | 2 980,8 | 3 522,1 | 4 081,6 | 4 474,4 | 4 943,6 | 5 572,5 |
| | | $G$, [t/m] | 0,0683 | 0,1155 | 0,1472 | 0,1868 | 0,2105 | 0,2292 | 0,2495 | 0,2909 | 0,2939 | 0,3305 | 0,3415 |
| | | $C$, [lei/m] | 635,93 | 1 037,00 | 1 361,41 | 1 727,76 | 1 947,62 | 2 120,40 | 2 301,19 | 2 673,40 | 2 701,40 | 3 036,05 | 3 138,70 |
| | 37-2*s*/ 52-2*s* | $ht_i$ [m.m] | 600.6 | 800.7 | 900.8 | 950.10 | 1 100.9 | 1 100.11 | 1 200.11 | 1 200.12 | 1 300.12 | 1 300.13 | 1 400.12 |
| | | $bt$ [m.m] | 200.11 | 270.13 | 290.16 | 310.19 | 320.20 | 330.23 | 390.21 | 400.23 | 430.22 | 420.26 | 460.24 |
| | | $M_{cap}$, [KN.m] | 495,0 | 1 048,8 | 1 553,0 | 2 009,5 | 2 511,3 | 2 992,7 | 3 529,2 | 3 945,6 | 4 433,0 | 5 064,3 | 5 499,2 |
| | | $G$, [t/m] | 0,0628 | 0,0991 | 0,1294 | 0,1670 | 0,1782 | 0,2141 | 0,2322 | 0,2575 | 0,2710 | 0,3041 | 0,3052 |
| | | $C$, [lei/m] | 594,27 | 937,80 | 1 028,20 | 1 571,11 | 1 676,94 | 2 014,38 | 2 183,85 | 2 422,62 | 2 531,43 | 2 843,58 | 2 854,54 |



$$(10)\quad \begin{cases} \dfrac{M^H_{cap}}{M^0_{cap}} = \dfrac{[R_t + (K^H/6)R_i]A^H_t h^H}{(1+K^0/6)A^0_t h^0 R}, \\ \dfrac{G^H}{G^0} = \dfrac{(K^H+2)A^H_t}{(K+2)A^0_t}, \quad \dfrac{C^H}{C^0} = \dfrac{(K^H c_i + 2c_t)A^H_t}{(K^0+2)A^0_t c}. \end{cases}$$

Si l'on tient compte des coefficients $K^0$ et $K^H$ des relations (5) et (9) on obtient

$$(11)\quad \begin{cases} \dfrac{M^H_{cap}}{M^0_{cap}} = \dfrac{0{,}7796R^2_t}{R_t - 0{,}2204R_i} \cdot \dfrac{A^H_t h^H}{A^0_t h^0 R}, \\ \dfrac{G^H}{G^0} = \dfrac{0{,}8988R_t - 0{,}1193R_i}{R_t - 0{,}2204R_i} \cdot \dfrac{A^H_t}{A^0_t}, \\ \dfrac{C^H}{C^0} = \dfrac{(0{,}3578c_i + 0{,}5410c_t)R_t - 0{,}1193c_t R_i}{(R_t - 0{,}2204R_t)c} \cdot \dfrac{A^H_t}{A^0_t}. \end{cases}$$

Par la particularisation des relations (10) et (11) on obtient :

a) pour les poutres homogènes et respectivement hybrides ayant le même moment fléchissant capable :

$$(12)\quad \frac{A^H_t h^H}{A^0_t h^0} = \frac{(6+K^0)N}{6R_t + K^H R_i} = \frac{(1{,}283R_t - 0{,}283R_i)R}{R^2_t};$$

b) pour les poutres homogènes et respectivement hybrides ayant la même section :

$$(13)\quad \frac{M^H_{cap}}{M^0_{cap}} = \frac{6R_t + K^H R_i}{(6+K^0)R} = \frac{R^2_t}{(1{,}283R_t - 0{,}283R_i)R}.$$

## 4. Exemple numérique

Pour la quantification des avantages économiques de la solution hybride par comparaison avec la solution homogène on à calculé 55 poutres pour 11 moments fléchissants capables (500, 1 000, 1 500, 2 000, 2 500, 3 000, 3 500, 4 000, 4 500, 5 000, 5 500 KNm) et 5 variantes (poutres homogènes de OL 37, OL 44, OL 52, et poutres hybrides de OL 37/OL 44, OL 37/OL 52).

Pour le calcul on a considéré les recommandations de la littérature de spécialité concernant le choix des dimensions des sections transversales ayant l'âme pleine (STAS 10 108/0-78) concernant l'établissement des résistances de calcul en fonction du type d'acier, l'épaisseur de l'élement structural métallique ainsi que les coûts unitaires présentés dans le Catallogue 7/1978, en fonction du type d'acier, de la classe de qualité d'acier ainsi que de l'hauteur de la poutre.

Les dimensions de la section transversale, les moments fléchissants capables, le poids et les coûts des poutres métalliques calculées, en considérant les relations et les recommandations présentées ci-dessus, sont groupées dans le Tableau 1.

Par l'analyse des données du Tableau 1, pour une même valeur de la capacité portante et le domaine des valeurs limites considérées dans l'exemple numérique, il résulte que :

a) les poutres hybrides de OL 37 et OL 44 réduisent la consommation d'acier avec 3 ... ...14% et le coût avec 2 ... 11% par rapport avec les poutres homogènes de OL 37 ;

b) les poutres hybrides de OL 37 et OL 52 réduisent la consommation d'acier avec 11...21% et le coût avec 8 ... 18% par rapport avec les poutres homogènes de OL 37 ;

c) les poutres hybrides réalisées de OL 37 et OL 44 conduisent à l'augmentation de la consommation d'acier avec 1,5 ... 10,5% et réduisent assez peu (quelquefois conduisent à la croissance, à cause de l'agrandissement de la section et du poids d'âme) le coût par rapport aux poutres homogène de OL 52.

## 5. Conclusions

Le calcul optimum des poutres ayant la section hybride pleine, concernant la réduction de la consommation d'acier, conduit à l'optimisation des dimensions de la section transversale. On détermine les valeurs optima du rapport entre les surfaces des sections d'âme et des semelles des poutres en fonction des résistances de calcul de l'acier dans les deux élements structurelles de la poutre.

Par l'analyse des données du Tableau 1, déterminées dans le cadre du domaine de valeurs limitées par les normes techniques considérées, il résulte que les poutres hybrides de OL 37 / OL 44 ou OL 37 / OL 52, calculées pour une même capacité portante, réduisent sensiblement la consommation d'acier (3 ... 14%, respectivement 11 ... 21%) et le coût (2 ... 11%, respectivement 8 ... 18%), par rapport aux poutres homogènes de OL 37. Compte tenu de la croissance sensible de la section d'âme, donc du poids, les poutres hybrides (OL 37 / OL 44 ou OL 37 / OL 52) conduisent à une consommation plus élevée de métal et ne réduisent pas sensiblement le coût par rapport aux les poutres homogènes d'acier faiblement allié (OL 44, respectivement OL 52).

*Reçue le 22 octobre 1986*

*Institut Polytechnique, Jassy*
*Chaire de Génie Civile*

CONSIDERAȚII PRIVIND PROIECTAREA GRINZILOR METALICE HIBRIDE

(Rezumat)

Se prezintă un procedeu de adoptare rațională a secțiunii grinzilor metalice hibride prin prisma reducerii consumului de oțel, relevînd avantajele economice ale acestor grinzi comparativ cu cele omogene.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K. 624.1

# SCHÄTZUNG DER BRUCHWAHRSCHEINLICHKEIT VON BÖSCHUNGEN MITTELS STABILITÄTSDIAGRAMME

VON

V. MUŞAT und TUDOR SILION

## 1. Einleitung

Für die Plannung und Untersuchung von Böschungen ein mögliches Verfahren ist die Benützung von Stabilitätsdiagrammen die zu diesem Zweck zusammengestellt sind. In der Arbeit [5] werden solche Diagramme behandelt und es wird der Arbeitsvorgang im Falle der Stabilitätsdiagramme von Taylor (1978) und Cousins (1978) gezeigt. In den Arbeiten [5], [4], [9], [3], [7] werden die Stabilitätsdiagramme von Lomize, Lobasov, Janbu (1954), Bishop und Morgenstern (1969), Spencer (1967), Terzaghi und Peck (1967) und Huang (1975, 1979) wiedergefunden.

Die Stabilitätsdiagramme machen die Annahme daß die Gleitfläche kreiszylindrisch ist oder eben und sie beziehen sich auf Böschungen in homogenen Erdstoff.

Für ihre Zusammenstellung wurde angenommen daß es sich um ein Grenzgleichgewicht handelt in dem man als Einflußfaktoren ; $H$ — die Höhe der Böschung ; $\beta$ — den Neigungswinkel zur Waagrechten ; das Rohgewicht $\gamma$ ; die Scherparameter $\Phi$ und $c$ und den Porenwasserdruck $u$ in Betracht zieht.

Von diesen Größen können $H$ und $\beta$ als sicher angesehen werden während die Größen $\gamma$, $\Phi$, $c$ und $u$ Werte haben die aus den Versuchen im Labor und *in situ* erhalten werden und somit als Wahrscheinlichkeitswerte angesehen werden müßen für den untersuchten Querschnitt oder den Erdkörper in dem die Böschung gemacht wurde.

Die statistische Auswertung der Beobachtungsdaten führt zur Bestimmung der Lokalisierungs- und Streuungsparameter der Verteilung der Werte für die in Betracht gezogenen Veränderlichen.

Im Falle einer großen Zahl von Beobachtungsdaten, so wie es in der Arbeit [10] festgestellt wird, fußt die statistische Auswertung auf den Grundsätzen die für den Fall der großzahligen Wahl empfohlen werden.

Im Falle einer statistischen Homogenität für den Querschnitt oder den untersuchten Erdkörper gibt die statistische Auswertung die Werte der statistischen Parameter die für jede Veränderliche interessieren und zwar : den Mittelwert, die mittlere quadratische Abweichung, den Variationskoeffizient, die Streuung und den Korrelationskoeffizient.

Wenn man in Betracht zieht daß zwischen den vorhin erwähnten zuffälligen Veränderlichen, die Rohwichte in sehr engen Grenzen veränderlich sind, so kann der Sicherheitsgrad, der auf Grund der Stabilitätsdiagramme definiert wird, als eine Funktion von den Veränderlichen $c$, $\Phi$ und $r_u$ angesehen werden.

In Beziehung auf die Art der Analyse die im Stabilitätsproblem benützt wird, kommen die genannten Veränderlichen in einer Zahl von 1 bis 3, in der Funktion die den Sicherheitsfaktor definiert, vor.

Der folgende Abschnitt bezieht sich auf die Fälle der Stabilitätsuntersuchungen in Form von totalen Spannungen, unter Betrachtung der die von Taylor zusammengestellten Stabilitätsdiagramme.

## 2. Bestimmung der Bruchwahrscheinlichkeit im Falle der $\Phi=0$ Analyse

Wenn man die Definition des Sicherheitsgrades als Verhältniß zwischen den Widerstandskräften und den angreifenden Kräften ansieht, so nach Abb. 1 erhalten wir :

$$F_s = \frac{\tau_f L r}{Gd} .$$

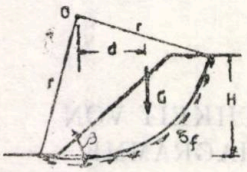


Abb. 1

Die Stabilitätsdiagramme liefern uns den Wert des Stabilitätsfaktors

$$N = \frac{c_m}{\gamma H},$$

die dem Grenzgleichgewicht entspricht. Im Falle der $\Phi=0$ Analyse erlaubt der Stabilitätsfaktor die Bestimmung der mobilisierten Kohäsion $c_m$ die ein Moment in Beziehung auf den Punkt $O$ ergibt, welches dem Moment der Gleitkräfte gleich ist.

$$c_m L r = Gd \text{ oder } N\gamma HLr = Gd.$$

Weil bei den Bedingungen der $\Phi=0$ Analyse die Scherfestigkeit aus der neutralen Kohäsion bestimmt wird kann der Sicherheitsgrad durch die Formel :

$$F_s = \frac{c}{\gamma N H}$$

berechnet werden.

### 2.1. Statistische Werte des Sicherheitsgrades

In dem man annimmt daß die Unsicherheiten welche die Bestimmung der Stabilitätszahl betreffen keinen wesentlichen Einfluß haben und daß $\gamma$, $H$ und $\beta$ als sichere Größen anzusehen sind, wird die Veränderlichkeit des Sicherheitsgrades nur von der Kohäsion abhängen.

Die Menge der Beobachtungswerte liefert den mittleren Wert $\bar{c}$, die Streuungszahl $V_c$ und die mittlere quadratische Abweichung $\sigma_c$. Die statistischen Werte des Sicherheitsgrades wird man bestimmen können, auf Grund von Sätzen die sich auf die Parameter der Lokalisierung und Streuung der Funktionen von Zufäligen beziehen [8]. In diesem Fall wird der mittlere Wert $\bar{F}_s$, die mittlere quadratische Abweichung $\sigma_{F_s}$ und der Veränderungskoeffizient $V_{F_s}$ mit den Formeln:

$$\bar{F}_s = \frac{\bar{c}}{N\gamma H} \; ; \; \sigma_{F_s} = \frac{\sigma_c}{N\gamma H}, \; V_{F_s} = \frac{\sigma_{F_s}}{\bar{F}_s}$$

berechnet.

### 2.2. Bestimmung der Bruchwahrscheinlichkeit

Die Bruchwahrscheinlichkeit wird durch $p_r = P[F_s \leqslant 1]$ definiert. Die Bestimmung der Bruchwahrscheinlichkeit verlangt die Annahme eines Verteilungsgesetzes für den Sicherheitsbeiwert. Wenn man die statistischen Größen $\bar{F}_s$, $\sigma_{F_s}$, $V_{F_s}$ kennt, dann sind die Verteilungsfunktionen der Wahr-

scheinlichkeit die einer normalen und lognormalen Verteilung entsprechen bekannt.

Wenn man annimmt daß der Sicherheitsgrad werte in den Grenzen zwischen $F_{s\min}$ und $F_{s\max}$ hat, die einer Änderung der Kohäsion in der Spannweite $\bar{c}-3\sigma_c$ und $\bar{c}+3\sigma_c$ entsprechen, kann man die Bruchwahrscheinlichkeit auch durch ein Verteilungsgesetz von betasymetrischer Form schätzen.

### 3. Bestimmung der Bruchwahrscheinlichkeit im Fall einer $\Phi\neq 0$ Analyse

Für eine solche Analyse erlauben die Stabilitätsdiagramme die Bestimmung des Stabilitätsbeiwertes entsprechend der Grenzgleichgewichtsbedingung für die Teil- oder Ganzmobilisierung des Winkels der inneren Reibung. Der Zustand in dem sich die Böschung befindet wird auf Grund des gleichen Sicherheitsbeiwertes bestimmt sowohl für die Reibung wie auch für die Kohäsion : $F_s=F_\Phi=F_c$, oder unter Betrachtung von zwei verschiedenen Werten : $F_0=F_c$.

In der Voraussetzung daß die Parameter der Scherfestigkeit die zufälligen Größen sind für welche aus der statischen Auswertung die Werte $\bar{c}$, $\sigma_c$, $V_c$, $\tan\Phi$, $\sigma_{\tan\Phi}$, $V_{\tan\Phi}$ berechnet wurden und der Korrelationskoeffizient $\rho_c \tan\Phi$ ist, so wird die Veränderlichkeit des Sicherheitsgrades durch die Variation dieser Werte bestimmt.

#### 3.1. Fall eines einzigen Sicherheitsgrades

Die Bestimmung des Sicherheitsgrades $F_s$ setzt voraus daß die Variationskurve des Wertes $F_c$ für verschiedene Stadien der Mobilisierung der inneren Reibung, also des Wertes $F_\Phi$, bekannt ist.

Der Schnitt dieser Kurve mit der Geraden die aus dem Nullpunkt des Koordonatensystems ausgeht mit einer Neigung gleich eins, bestimmt den Wert für $F_s$. Für die Bestimmung der statistischen Werte von $F_s$ betrachten wir die verschiedenen Kombinationen der Scherfestigkeitsparameter, die uns zur Bestimmung folgender Größen führen :

$$F_s(++)=F_s\{(\bar{c}+\sigma_c),\ (\overline{\tan}\,\Phi+\sigma_{\tan\Phi})\},\ F_s(+-)=F_s\{(\bar{c}+\sigma_c),\ (\overline{\tan}\,\Phi-\sigma_{\tan\Phi})\},$$

$$F_s(-+)=F_s\{(\bar{c}-\sigma_c),\ (\overline{\tan}\,\Phi+\sigma_{\tan\Phi})\},\ F_s(--)=F_s\{(\bar{c}-\sigma_c),\ (\overline{\tan}\,\Phi-\sigma_{\tan\Phi})\}.$$

In diesem Sinne muß man vier Kurven zeichnen $F_c-F_\Phi$ : der Mittelwert und die mittlere quadratische Abweichung können festgestellt werden, wenn man den Ausdruck für die Näherung des Moments $m$-ter Ordnung benützt, und zwar [1] :

$$E[F_s^m]=K(++)[F_s(++)]^m+K(+-)[F_s(+-)]^m+K(-+)[F_s(-+)]^m+$$
$$+K(--)[F_s(--)]^m$$

wo :

$$K(++)=K(--)=\frac{1}{4}(1+\rho_{c,\tan\Phi}),\ K(+-)=K(-+)=\frac{1}{4}(1-\rho_{c,\tan\Phi}).$$

Wie der Mittelwert und die mittlere quadratische Abweichung das Moment erster Ordnung darstellen, erfolgt

$\bar{F}_s=E[F_s]$ ; $D[F_s]=E[F_s^2]-\bar{F}_s^2$, $\sigma_{F_s}=\{D[F_s]\}^{1/2}$ und $V_{F_s}=\sigma_{F_s}/\bar{F}_s$.

Eine andere Möglichkeit besteht dadurch daß man die Variationskurve der Wahrscheinlichkeit des Bruches unter Berücksichtigung der Reibung und der Kohäsion benützt. Der Schnitt der Kurve mit der Geraden aus dem Nullpunkt des Koordinatensystems die eine Neigung von 45° hat, gibt den Wert der bedingten Wahrscheinlichkeit $p_r^0=p_{r\Phi}=p_{rc}$. Für die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit des Bruches in Beziehung mit den Scherparametern sind die statistischen Werte der Sicherheitsgrößen durch folgende Formeln gegeben :

$$\bar{F}_\Phi=\frac{\overline{\tan\Phi}}{\tan\Phi_m} \text{ und } \sigma_{F_\Phi}=\frac{\sigma_{\tan\Phi}}{\tan\Phi_m}\ ; \qquad \bar{F}_c=\frac{\bar{c}}{\gamma HN} \text{ und } \sigma_{F_c}=\frac{\sigma_c}{\gamma HN}.$$

Weil bei der Mobilisierung von $\Phi$ und $c$ es zwei Ereignisse Ursachen gibt, für welche die Wahrscheinlichkeit die gleiche ist, gleich 0,5, so ist die Wahrscheinlichkeit des Bruches der Böschung gleich $0{,}5p_r^c$.

Der Übergang von der bedingten Wahrscheinlichkeit zu der des Bruches, wird konform mit dem Satz von Bayes durchgeführt, der den Zusammenhang zwischen der Wahrscheinlichkeit der Annahmen oder der Ereigni se Ursache und die Wahrscheinlichkeit des untersuchten Ereignisses erlaubt.

### 3.2. Der Fall für zwei verschiedene Koeffizienten für $\Phi$ und $c$

Um in der Wahrscheinlichkeitsrechnung des Bruches einer Böschung den Einfluß der Variation beider Parameter der Scherfestigkeit zu erfaßen, akzeptiert man die Annahme daß der Stabilitätsbeiwert $N$ eine veränderliche Größe ist. Es wird empfohlen daß dessen Veränderlichkeit gegeben sei durch die Veränderung der Werte der inneren Reibung in einem Interval $\overline{\tan\Phi}-\sigma_{\tan\Phi}$ und $\overline{\tan\Phi}+\sigma_{\tan\Phi}$. Unter diesen Bedingungen wird der Stabilitätsbeiwert gemäß dieser zwei extremen Werte bestimmt, die der Mobilisierung des Winkels der inneren Reibung entspricht. Wenn $N+$ und $N-$ die Werte sind die auf Grund der Stabilitätsdiagramme, für $\Phi(+)=$ $=\text{arc tan}\,(\tan\Phi+\sigma_{\tan\Phi})$ und beziehungsweise $\Phi(-)=\text{arc tan}(\tan\Phi-\sigma_{\tan\Phi})$, bestimmt wurden, wird die Wahrscheinlichkeit des Bruches in Zusammenhang mit der Kohäsion, $p_r=p_{rc}$, sein.

Für die Bestimmung der statistischen Werte des Sicherheitsgrades bezüglich der Kohäsion, berechnet man folgende Größen :

$$F_c(++)=\frac{c(+)}{\gamma HN(+)},$$

$$F_c(+-)=\frac{c(+)}{\gamma HN(-)},$$

$$F_c(-+)=\frac{c(-)}{\gamma HN(+)},$$

$$F_c(--)=\frac{c(-)}{\gamma HN(-)},$$

wo $c(+)=\bar{c}+\sigma_c$ und $c(-)=\bar{c}-\sigma_c$.

Die Einführung dieser Größen in den Ausdruck des Moments $m$-ter Ordnung führt zur Schätzung des Mittelwertes $\bar{F}_c$ und der mittleren quadratischen Abweichung $\sigma_{F_c}$ und ebenso zum Variazionskoeffizient $V_{F_c}$.

### 3.3. Bestimmung der Wahrscheinlichkeit des Bruches

Im Sinne der vorhin behandelten Probleme kann man die Wahrscheinlichkeit des Bruches schätzen wenn man die Funktionen der Dichte der Wahrscheinlichkeit in Betracht zieht die den normalen und lognormalen Streuungsgesetzen entsprechen. Das normale Streuungsgesetz ist durch den Mittelwert, der mittleren quadratischen Abweichung (statistische Werte) ganz definiert, für den Sicherheitsgrad so wie man vorhin festgestellt hat.

In dem man die Bedingung der gleichen Wahrscheinlichkeit beachtet, kann man die statistischen Kennzahlen feststellen die das lognormale Gesetz definieren.

## 4. Beachtung der Verbindung zwischen den Parametern der Scherfestigkeit

Ein solches Problem kann man nur in dem Fall einer Stabilitätsanalyse erörtern in welcher die Scherfestigkeit durch beide Parameter $\Phi$ und $c$ bestimmt wird.

Der Grad der Verbindung zwischen den zwei Veränderlichen, $\tan\Phi$ und $c$, ist durch den Korrelationskoeffizient $\rho_{\tan\Phi_c}$ wiedergegeben. Dieser zeigt die Art der Verbindung zwischen den Parametern der Scherfestigkeit im Bereich der angenommenen Zone. Durch die Werte die er haben kann, im Bereich $[+1, -1]$, zeugt er für das Vorhandensein einer direkten Verbindung für positive Werte und einer verkehrten Verbindung im Gegenfall. Die direkte Verbindung zeigt daß bei großen oder kleinen Werten in Beziehung zum Mittelwert einer Veränderlichen, es große beziehungsweise kleine Werte für die andere Veränderliche gibt. Die verkehrte Verbindung zeigt die Tendenz daß für große Werte der einen Veränderlichen kleine Werte der zweiten Veränderlichen entsprechen und verkehrt. Ein Nullwert des Korrelationskoeffizienten zeigt daß die Veränderlichen unabhängig sind.

## 5. Diskussion eines Rechenexempels

Die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit des Bruches für die Fälle einer Stabilitätsanalyse der Böschungen wird durch eine Anwendung gezeigt, auf Grund der Werte die in Arbeit [2] festgestellt sind und zwar:

$$\beta=55°,\ H=6{,}1\ \text{m},\ \gamma=20{,}41\ \text{kN/m}^3,\ c=28{,}73\ \text{kPa},\ V_c=0{,}2.$$

Zusätzlich wurde in Betracht gezogen, um auch den Fall der $\Phi\neq 0$ Analyse als Beispiel zu nehmen, daß die Reibung durch folgende statistische Werte vertreten ist:

$$\overline{\tan\Phi}=0{,}3639,\ \delta_{\tan\Phi}=0{,}0545\ \text{und}\ V_{\tan\Phi}=15\,\%.$$

Für die Bestimmung des Stabilitätsbeiwertes hat man die Diagramme die von T a y l o r zusammengestellt wurden benützt [3].

Tabelle 1 zeigt die Werte der Wahrscheinlichkeit des Bruches die mit den entsprechenden Annahmen die früher gezeigt wurden berechnet sind, in dem man verschiedene Verteilungsgesetze in Betracht gezogen hat.

Tabelle 1

| Art der Stabilitätsanalyse | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Analyse $\Phi=0$ | | | Analyse $\Phi\neq0$ | |
| Verteilungsgesetz | | | Sicherheitsgrad | |
| normal | lognormal | β symetrisch | | |
| $p_r$ | | | $F_s=F_\Phi=F_c$ | $F_\Phi\neq F_c=F_s$ |
| 14,46% | 13,37% | 19,51% | Normales Verteilungsgesetz | |
| | | | Verbindungskurven | $p_r=2{,}2\times10^{-1}\%$ |
| | | | $F_c-F\Phi$ | $p_{r\Phi}-p_{rc}$ |
| | | | $p_r=2{,}25\times$ $\times10^{-1}\%$ | $p_r=2{,}25\times$ $\times10^{-1}\%$ |

In dem man den Korrelationskoeffizient zwischen $-1$ und $+1$ annimmt, so erhält man im Fall einer $\Phi\neq0$ Analyse, eine Variation der Wahrscheinlichkeit des Bruches zwischen $1{,}4\times10^{-2}\%$ und $7{,}2\times10^{-1}\%$ und eine Vergrößerung derselben für eine unmittelbare Verbindung zwischen den Scherwiderstandsparametern.

## 6. Schlussfolgerungen

1. Im Fall einer $\Phi=0$ Analyse sind die erhaltenen Ergebnisse in voller Übereinstimmung mit denen die in Arbeit [2] gezeigt sind, wenn man die normalen Verteilungsgesetze in Betracht zieht und unterscheiden sich mit 15% im Fall des symetrischen lognormalen Gesetzes.

Dieser Unterschied ist unbedeutend wenn man in Betracht zieht daß die Wahrscheinlichkeit des Bruches die man bei der Planung der Böschungen annimmt als Größenordnung gleich $10^{-2}$ [10] ist.

2. Im Fall der $\Phi\neq0$ Analysen, führen die drei Arten für die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit des Bruches zu angenäherten Werten. Die einfachste Art das Problem zu erörtern und zugleich auch die welche die kleinsten Fehler während der Berechnung einführt ist die welche die Benützung der Verbindungskurve $p_{rc}-p_{r\Phi}$ in Betracht zieht.

3. Die Einfürung der Korrelationskoeffizienten mit dem Wert der sich aus der statistischen Auswertung ergibt, für den Querschnitt oder des Erdkörperbereichs der in Betracht gezogen wird, stellt ein einfaches Verfahren vor und übernimmt in der Schätzung der Stabilitätsbedingungen die Art der Verbindung die zwischen den Scherfestigkeitsparametern besteht.

*Eingegangen am 21. Juni 1986*

*Technische Hochschule, Jassy,*
*Lehrstuhl für Geotechnik*

LITERATURVERZEICHNIS

1. Chowdhury R.N., Grivas D.A., *Probabilistic Model of Progresive Failure of Slopes.* ASCE, **108**, *GT6* (1982).
2. Grivas D.A., Chowdhury R.N., *Probabilistic „Φ =0" Stability Analysis in Strain-Softening Soil.* Vol. 1, No. 3, *Structural Safety*, 1983.
3. Janbu Nilmar, *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters.* Pierce Hall Harvard University Cambridge, Massachusetts, 1954.
4. Yang H. Huang, *Stability Analysis of Earth Slopes.* Van Nostrand Reinhold Company, 1983.
5. Popescu M., *Stabilitatea taluzurilor şi versanţilor.* Inst. Constr., Buc., 1982.
6. Silion T., Muşat V., Olaru L., *Geologie inginerească.* Univ. „Al. I. Cuza", Iaşi, 1984.
7. Терзаги К., Пек П., *Механика грунтов и инженерной практике* (пер. с англ). Госстройиздат, М., 1958.
8. Ventsel H., *Théorie des probabilités.* Editions Mir, Moscou, 1973.
9. Winterkorn F.H., Hsai-Yang Fang, *Foundation Engineering Handbook.* Van Nostrand Reinhold Company, 1980.
10. * * * Proc. of Seventh European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Brighton, England, September, 1979, *Design Parameters in Geotechnical Engineering*, vol. 4, Discussion, 95—117.

EVALUAREA PROBABILITĂŢII DE RUPERE PE BAZA GRAFICELOR DE STABILITATE

(Rezumat)

Se prezintă unele căi de determinare a probabilităţii de rupere a taluzurilor avînd în vedere datele de observaţie şi elementele furnizate de graficele de stabilitate existente în literatura de specialitate. Se ia în discuţie cazul analizelor de stabilitate în eforturi totale. Diferite legi de repartiţie ale coeficientului de siguranţă sînt luate în consideraţie.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526

# ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS ET DES DÉFORMATIONS VERTICALES AUX ESSAIS SUR MODÈLE DES CONSTRUCTIONS, À L'AIDE DES OBSERVATIONS CYCLIQUES DE NIVELLEMENT TRIGONOMÉTRIQUE DE PRÉCISION

PAR

GH. NISTOR et ANETA BRAIER

## 1. Introduction

L'étude expérimentale d'une construction ayant pour but d'établir son comportement sous l'action d'un certain système d'essais, permet de déterminer, dans chaque point ou zone de la construction, toutes ou au moins les principales valeurs qui d'habitude sont obtenues par calcul. Seulement une partie de ces valeurs peuvent résulter directement des indications ou des investigations fournies par les appareils de mesure ; ce sont les grandeurs mesurables. On doit déduire les autres grandeurs à l'aide des données expérimentales concernant les premières en utilisant des relations mathématiques qui lient les différentes grandeurs qui caractérisent le comportement d'une construction.

La précision avec la quelle on obtient les grandeurs mesurables par voie expérimentale est déterminante pour la précision des autres. Donc le choix des appareils et des méthodes de mesure ne peut pas être indifférent ; il doit exister une corrélation entre leur sensibilité et précision de telle manière que la valeur d'une grandeur qu'on ne peut pas mesurer directement soit obtenue avec un précision satisfaisante, quelle qu'elle soit la valeur mesurée à l'aide de la quelle elle est déduite. En même temps, la précision des résultats, qui dépend de celle des mesures effectuées, doit assurer des valeurs suffisament sûres pour les paramètres et les indicateurs caractérisant la construction.

L'analyse et l'interprétation simultanée des résultats des études expérimentales de laboratoire sur des modèles à l'échelle naturelle avec les résultats des calculs de projet, de même qu'avec ceux obtenus à la suite des mesures et des observations effectuées en étudiant le comportement en temps, s'avère une information précieuse pour élaborer des solutions optimales du point de vue social-économique.

En même temps que l'approfondissement des études concernant les conditions optimales d'application et d'utilisation en pratique des appareils de haute précision, les méthodes géodésiques ont été utilisées avec des résultats remarquables même dans la phase initiale de l'étude expérimentale des constructions, aux essais sur modèles, dans le laboratoire. L'étude est conduite à l'aide des mesures cycliques, angulaires et linéaires, effectuées dans des points fixés, extérieurs à la construction, sur des points fixés sur la construction.

Ayant en vue que le nivellement trigonométrique de précision sur des distances courtes, sous 50 m, assure une précision comparable à celle donnée par le nivellement géométrique, dans cette Note on présente un procédé pour la détermination des déplacements et des déformations verticales des points de contrôle fixés sur un modèle soumis à des essais statiques. Le modèle à l'échelle 1: 3, d'une structure avec planchers type dalle en caisson, présentée

dans une recherche antérieure [1], a été étudié dans huit hypothèses, chacune contenant plusieurs échelons de charge et de décharge. Les déplacements et les déformations verticales des points de contrôle fixés sur la construction ont été déterminées à l'aide des mesures angulaires cycliques effectuées par rapport aux points extrêmes $A$ et $B$ d'une base de longueur fixe, à l'aide d'une méthode proposée par Gh. Nistor [2] et [3].

## 2. Calcul des déplacements et des déformations verticales dans les points de contrôle du modèle

Les points de contrôle $a_1$, $a_6$, $a_{10}$, $b_1$, $b_4$, $b_7$, $c_1$, $c_6$ et $c_{10}$ ont été fixés sur trois piliers vers la base d'observation (Fig. 1) sur la base, au niveau du plancher du rez-de-chaussée et du premier étage.

Correspondant à chaque cycle d'observations, dans les points de station $A$ et $B$, constitués par des pilastres de béton armé, on a effectué des mesures azimutales et zénithales, à l'aide d'un appareil Zeiss Theo 010 A.

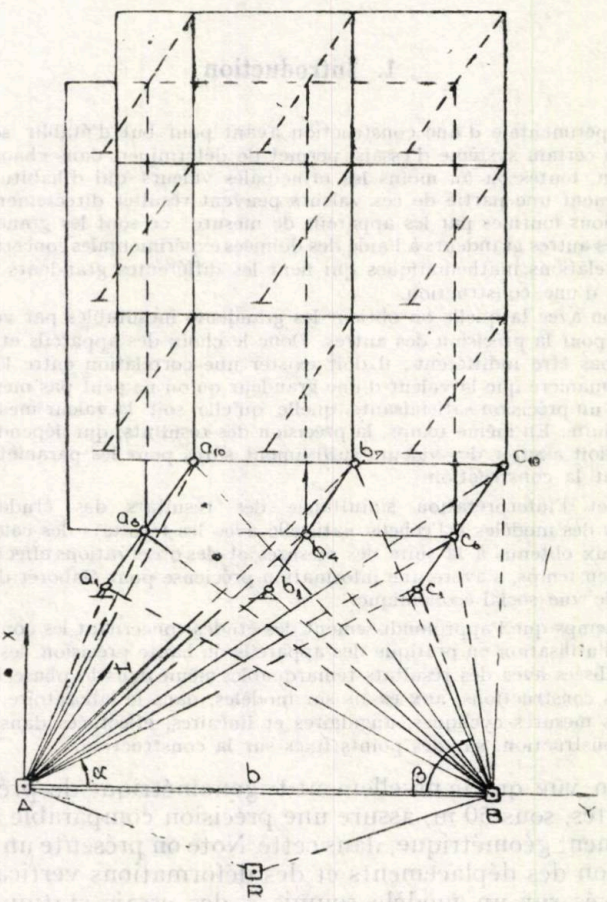



Fig. 1

Chaque direction a été mesurée du coté zénithal à l'aide de trois observation compactes, avec les deux positions de la lunette, aux trois fils zénithals du reticule. Cette manière de conduire les mesures a été appliquée tant sur les points de contrôle placés sur la structure étudiée que sur la division ronde de la mire installée verticalement sur le repère $R$, par rapport avec lequel on a déterminé d'une façon cyclique le plan de vise dans chaque point de station, de même qu'on a déterminé les déplacements et les déformations verticales des points de contrôle. De cette manière l'angle zénithal moyen de chaque direction qui résulte des trois mesures complètes est

$$Z=\frac{\sum_{i=1}^{3} S_i+(400^g-D_i)]}{2\,.\,3}, \tag{1}$$

où $S_i$ et $D_i$ sont les lectures sur l'échimètre qui correspondent à deux positions de la lunette.

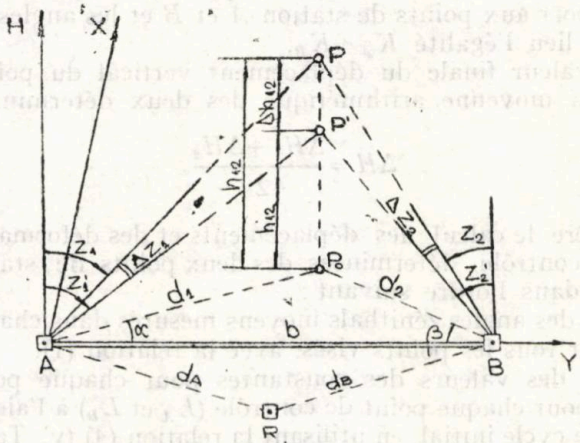



Fig. 2

Les déplacements et les déformations verticales du point de contrôle $P$, déterminées des deux points de station $A$ et $B$ (Fig. 2), sont exprimées par [2] :

$$\Delta H_1=K_A\Delta Z_A^{cc}-L_A\Delta Z_1^{cc}, \tag{2}$$

$$\Delta H_2=K_B\Delta Z_B^{cc}-L_B\Delta Z_2^{cc}, \tag{3}$$

où on a utilisé les notations

$$\begin{cases} K_A=\dfrac{d_A}{\rho^{cc}\sin^2 Z_A}, \text{ ou } K_A=\dfrac{d_A}{\rho^{cc}} \text{ pour } Z_A\approx 100^g, \\ K_B=\dfrac{d_B}{\rho^{cc}\sin^2 Z_B}, \text{ ou } K_B=\dfrac{d_B}{\rho^{cc}} \text{ pour } Z_B\approx 100^g, \\ \bar{G}=\dfrac{b}{\rho^{cc}\sin(\alpha+\beta)}, \\ L_A=\bar{G}\dfrac{\sin\beta}{\sin^2 Z_1}, \qquad L_B=\bar{G}\dfrac{\sin\alpha}{\sin^2 Z_2}, \end{cases} \tag{4}$$

$$(5)\quad \begin{cases} \pm\Delta Z_A^{cc}=Z'_A-Z_A, & \pm\Delta Z_1^{cc}=Z'_1-Z_1, \\ \pm\Delta Z_B^{cc}=Z'_B-Z_B, & \pm\Delta Z_2^{cc}=Z'_2-Z_2. \end{cases}$$

Cette méthode permet de déterminer les déplacements verticals du point de contrôle fixé sur la construction étudiée, fonction de la différence des angles zénithals, mesurée dans des cycles d'observations, dans le cas général de la variation de l'horizon de l'appareil dans les points de station. Elle se présente comme la méthode la plus efficace connue jusqu'a présent dans le cadre de l'utilisation du nivellement trigonométrique.

Les grandeurs $K_A$, $L_A$, $K_B$ et $L_B$ sont calculées avec les éléments mesurés dans le cycle initial et restent constantes pour toutes les cycles d'observations ultérieurs. En outre, si les constantes $L_A$ et $L_B$ sont différentes pour chaque point de contrôle, les constantes $K_A$ et $K_B$ sont les seules à demeurer les mêmes pour tous les points de contrôle. Si le repère $R$, par rapport au quel on établit l'horizon de l'appareil, est placé à des distances égales par rapport aux points de station $A$ et $B$ et les angles zénithals $Z_A\approx$ $\approx Z_B\approx 100^g$, a lieu l'égalité $K_A=K_B$.

Comme valeur finale du déplacement vertical du point de contrôle on considère la moyenne arithmétique des deux déterminations

$$(6)\qquad \Delta H=\frac{\Delta H_1+\Delta H_2}{2}.$$

De cette manière le calcul des déplacements et des déformations verticales des points de contrôle, déterminées des deux points de station ci-dessus, a été conduit dans l'ordre suivant :

a) Calcul des angles zénithals moyens mesurés dans chaque cycle d'observations, pour tous les points visés, avec la relation (1).

b) Calcul des valeurs des constantes pour chaque point de station ($K_A$ et $K_B$) et pour chaque point de contrôle ($L_A$ et $L_B$) à l'aide des éléments mesurés dans le cycle initial, en utilisant la relation (4) (v. Tableau 1).

c) Calcul des différences angulaires zénithales $\Delta Z_A^{cc}$, $\Delta Z_1^{cc}$, $\Delta Z_B^{cc}$, $\Delta Z_2^{cc}$, sur la base des angles mesurés dans les cycles actuel et initial (les relations (5))

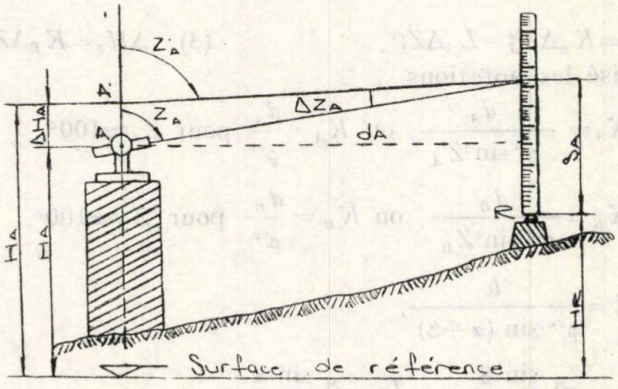



Fig. 3

**Tableau 1**

| Point de contrôle | $\alpha$ / $\beta$ / $\alpha+\beta$ | $\sin\alpha$ / $\sin\beta$ / $\sin(\alpha+\beta)$ | $Z_A$ / $Z_B$ / $Z_1$ / $Z_2$ | $\sin Z_A$ / $\sin Z_B$ / $\sin Z_1$ / $\sin Z_2$ | $b$ / $d_A$ / $d_B$ mm | Constantes des points de station $K_A$ mm | Constantes des points de station $K_B$ mm | $\bar{G}$ mm | Constantes des points de contrôle $L_A$ mm | Constantes des points de contrôle $L_B$ mm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a_{10}$ | 75°55′ | 0,9699 | 90°21′ | — | | | | | | |
| | 42°24′ | 0,7121 | 90°35′ | — | | | | 0,0392 | −0,0303 | −0,0398 |
| | | | 75°50′ | 0,9605 | | | | | | |
| | 121°19′ | 0,8542 | 77°52′ | 0,9777 | | | | | | |
| $b_7$ | 58°11′ | 0,8498 | 90°21′ | — | 6 911 | | | | | |
| | 58°15′ | 0,8504 | 90°35′ | — | 4 106 | +0,0199 | +0,0199 | 0,0374 | −0,0339 | −0,0339 |
| | | | 75°34′ | 0,9684 | 4 111 | | | | | |
| | 116°26′ | 0,8935 | 75°35′ | 0,9683 | | | | | | |
| $c_{10}$ | 45°35′ | 0,7144 | 90°21′ | — | | | | | | |
| | 75°31′ | 0,9682 | 90°35′ | — | | | | 0,0391 | −0,0396 | −0,0303 |
| | | | 77°59′ | 0,9781 | | | | | | |
| | 121°06′ | 0,8562 | 73°45′ | 0,9601 | | | | | | |

**Tableau 2**

| Point de contrôle | Échelons de charge | Angles zénithals | | | | | | | | Constantes | | | | Déplacements verticals | | Déplacements verticaux moyens |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Station $A$ | | | | Station $B$ | | | | | | | | | | |
| | | $Z_A$ | $\Delta Z''_A$ | $Z_1$ | $\Delta Z''_1$ | $Z_B$ | $\Delta Z''_B$ | $Z_2$ | $\Delta Z''_2$ | $K_A$ | $L_A$ | $K_B$ | $L_B$ | $\Delta H_1$ mm | $\Delta H_2$ mm | $\Delta H$ mm |
| $a_{10}$ | 0 | 90°21′08″,0 | 0 | 73°50′03″,0 | 0 | 90°35′12″,5 | 0 | 77°59′07″,5 | 0 | | | | | 0 | 0 | 0 |
| | I | 90.21.20,0 | 12,0 | 73.50.54.0 | 51,0 | 90.35.00,0 | 12,5 | 77.59.35,5 | 28,0 | | | | | −1,31 | −1,36 | −1,33 |
| | II | 90.20.50,5 | 17,5 | 73.50.55,0 | 52,0 | 90.35.33.5 | 21,0 | 77.60.05,0 | 57,5 | | −0,0303 | | −0,0398 | −1,93 | −1,87 | −1,90 |
| | 0 | 90.21.28,5 | 20,5 | 73.50.30,0 | 27,0 | 90.35.20.5 | 8,0 | 77.59.23,0 | 15,5 | | | | | −0,41 | −0,46 | −0,43 |
| $b_7$ | 0 | idem $a_{10}$ | | 75.33.47,5 | 0 | idem $a_{10}$ | | 75.33.09,0 | 0 | 0,0199 | −0,0339 | 0,0199 | −0,0339 | 0 | 0 | 0 |
| | I | | | 75.34.41,5 | 54,0 | | | 75.33.47,0 | 38,0 | | | | | −1,59 | −1,55 | −1,57 |
| | II | | | 75.34.38,5 | 51,0 | | | 75.34.24,5 | 75,5 | | | | | −2,08 | −2,12 | −2,10 |
| | 0 | | | 75.34.15,5 | 28,0 | | | 75.33.27,5 | 18,5 | | | | | −0,53 | −0,47 | −0,50 |
| $c_{10}$ | 0 | idem $a_{10}$ | | 77.52.08,5 | 0 | idem $a_{10}$ | | 73.45.31,0 | 0 | | −0,0396 | | −0,0303 | 0 | 0 | 0 |
| | I | | | 77.52.55,5 | 47,0 | | | 73.46.18,5 | 47,5 | | | | | −1,63 | −1,69 | −1,66 |
| | II | | | 77.52.53,5 | 45,0 | | | 73.46.57,0 | 86,0 | | | | | −2,14 | −2,19 | −2,16 |
| | 0 | | | 75.52.34,0 | 25,5 | | | 73.45.56,0 | 25,0 | | | | | −0,61 | −0,59 | −0,60 |

et à l'aide de celles-ci, des déplacements verticals $\Delta H_1$ et $\Delta H_2$, en utilisant les relations (2) et (3), de même que des déplacements verticals moyens $\Delta H$, avec la relation (6). Le Tableau 2 contient les résultats du calcul seulement pour les points de contrôle les plus significatifs, $a_{10}$, $b_7$ et $c_{10}$.

On doit observer que pour établir l'horizon de l'appareil dans chaque point de station (Fig. 3), en vue que la lunette soit approximativement horizontale, on a visé sur la mire Zeiss la valeur $S_A = S_B = 1\,460$ mm.

### 3. Estimation de la précision des résultats

En vue d'estimer la précision des résultats on a calculé les erreurs moyennes quadratiques des déplacements verticals, mesurées des stations $A$ et $B$, à l'aide des relations simplifiées [3] :

$$(7)\qquad m^2_{\Delta H_1} = K^2_A m^2_{\Delta Z_A} + L^2_A m^2_{\Delta Z_1}, \qquad (8)\quad m^2_{\Delta H_2} = K^2_B m^2_{\Delta Z_B} + L^2_B m^2_{\Delta Z_2}.$$

Les valeurs des constantes $K_A$, $L_A$, $K_B$ et $L_B$ sont indiquées dans le Tableau 1. Les erreurs moyennes quadratiques des angles zénithals moyens, mesurés pour évaluer les déplacements et les déformations verticales des points de contrôle, ont été calculées avec la relation

$$(9)\qquad m_{Z_i} = \pm\sqrt{\frac{[vv]}{n(n-1)}},\ (i = A, B, 1, 2).$$

On a obtenu, ainsi, pour le point de contrôle central $b_7$, dans les deux cycles, les valeurs:

$$(10)\qquad \begin{cases} m_{Z_A} = \pm 1'',7, & m_{Z_1} = \pm 1'',8, & m_{Z_B} = \pm 1'',6, & m_{Z_2} = \pm 1'',3, \\ m_{Z'_A} = \pm 1'',5, & m_{Z'_1} = \pm 1'',5, & m_{Z'_B} = \pm 1'',8, & m_{Z'_2} = \pm 1'',7. \end{cases}$$

Avec les erreurs moyennes quadratiques des angles zenithals moyens on a calculé les erreurs moyennes quadratiques des différences angulaires à l'aide de

$$(11)\qquad m_{\Delta Z_i} = \pm\sqrt{m^2_{Z_i} + m^2_{Z'_i}},\ (i = A, B, 1, 2),$$

en obtenant les valeurs

$$(12)\qquad m_{\Delta Z_A} = \pm 2'',3,\quad m_{\Delta Z_1} = \pm 2'',3,\quad m_{\Delta Z_B} = \pm 2'',4,\quad m_{\Delta Z_2} = \pm 2'',1.$$

En tenant compte de (12) dans les relations (7) et (8) et aussi des valeurs des constantes on a obtenu les erreurs moyennes quadratiques des déplacements et des déformations verticales du point de contrôle $b_7$, déterminées par rapport aux stations $A$ et $B$:

$$(13)\qquad m_{\Delta H_1} = \pm 0{,}09 \text{ mm},\ m_{\Delta H_2} = \pm 0{,}08 \text{ mm}.$$

L'erreur moyenne quadratique de la valeur moyenne du déplacement et de la déformation verticale du point de contrôle, $b_7$, est

$$(14)\qquad m_{\Delta H} = \pm\frac{\sqrt{m^2_{\Delta H_1} + m^2_{\Delta H_2}}}{2} = \pm 0{,}07 \text{ mm}.$$

## 4. Conclusions

En analysant les données expérimentales on a établi que l'utilisation de la méthode de nivellement trigonométrique de précision, sous la forme présentée ci-dessus, en tant que méthode de détermination cyclique des déplacements et des déformations verticales des points de contrôle placés sur la structure soumise aux essais, correspond en totalité aux exigences imposées à de tels travaux.

La méthode assure une haute précision et une grande rapidité de l'opération de maîtriser un important volume de données qui résultent des hypothèses admises pour les essais du modèle. C'est pourquoi on la recommande pour être utilisée chaque fois quand la méthode du nivellement géométrique de précision s'avère difficile ou impossible à appliquer.

*Reçue le 6 mars 1987*

*Institut Polytechnique, Jassy*
*Chaire de Constructions Hydrotechniques, Topographie et Dessin*

BIBLIOGRAPHIE

1. Nistor Gh., Orlovschi N., *Metode topogeodezice în studiul experimental al structurilor.* Bul. Inst. polit., Iași, **XXIII (XXVII)**, *3—4*, s. V (1977).
2. Nistor Gh., *Metodă îmbunătățită de determinare a deplasărilor verticale ale construcțiilor.* Bul. Inst. polit., Iași, **XXV (XXIX)**, *1—2*, s. V (1979).
3. Nistor Gh., *Evaluarea preciziei de determinare a deplasărilor verticale ale construcțiilor.* Bul. Inst. polit., Iași, **XXV (XXIX)**, *3—4*, s. V (1979).

DETERMINAREA DEPLASĂRILOR ȘI DEFORMAȚIILOR VERTICALE LA ÎNCERCAREA UNEI CONSTRUCȚII PE MODEL, PRIN OBSERVAȚII CICLICE DE NIVELMENT TRIGONOMETRIC DE PRECIZIE

(Rezumat)

Se prezintă o metodă nouă de determinare a deplasărilor și deformațiilor verticale ale unei construcții pe model, la scara 1 : 3, prin efectuarea de măsurători ciclice de nivelment trigonometric de precizie, la distanțe scurte, din capetele unei baze de lungime fixă.

Ciclurile de măsurători corespund cu fiecare treaptă de încărcare—descărcare a modelului, conform ipotezelor de încercare a modelului studiat.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.8

# OUVRAGES TRANSVERSAUX RÉALISÉES À L'AIDE DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS POUR L'AMÉNAGEMENT DES TORRENTS

PAR

N. UNGUREANU et N. POPOVICI

## 1. Introduction

Dans le contexte des avantages offerts par la préfabrication dans la réalisation des constructions hydrotechniques, on propose, dans ce qui suit, de nouveaux types de constructions transversales filtrantes en éléments de béton, destinées à retenir les alluvions du réseau d'écoulement torrentiels. En principe on utilise deux types de préfabriqués dont on réalise différents systèmes structuraux [1].

## 2. Description des ouvrages

Les ouvrages transversaux filtrants peuvent être réalisés en alignement ou sous forme de vôutes (arcs) multiples (Fig. 3, 4); dans tous les deux cas on utilise l'appui sur les contreforts. Le corps de l'ouvrage est composé de deux types de colonnes disposés alternativement, réalisées avec des tubes de béton simple ou armé et respectivement avec des blocs préfabriqués de béton simple. Les deux types de colonnes ont été conçus de sorte qu'ils puissent empêcher réciproquement leurs deplacements dans la direction de l'écoulement des eaux. Une série de colonnes se réalise avec des tubes qui se superposent verticalement. Les blocs préfabriqués pour les autres colonnes ont quatre faces planes et deux faces courbées concaves ayant le même rayon de courbure que les tubes avec lesquels ils s'assemblent latéralement (Fig. 5).

Dans les ouvrages en forme d'arc, les contreforts soutiennent des colonnes de tubes et dans le champ l'arc est réalisé par trois colonnes de blocs préfabriqués et deux colonnes de tubes (Fig. 4). Pour les travaux en alignement on a proposé plusieurs variantes :

a) la variante *1*, à colonnes de tubes sur contreforts et trois colonnes dans le champ, deux réalisées à l'aide des blocs et l'une à l'aide des tubes (Fig. 1) ;

b) la variante *2*, à colonnes de blocs sur contreforts et trois colonnes dans le champ, deux réalisées à l'aide des tubes et l'une à l'aide des blocs préfabriqués (Fig. 3) ;

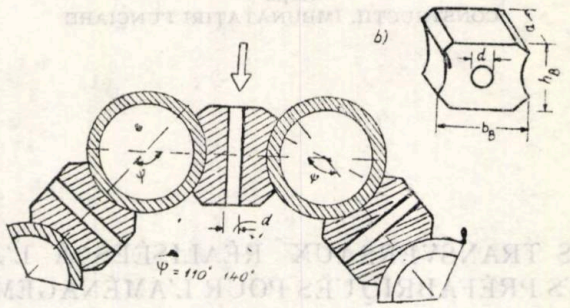


Fig. 5. — Structure en forme de voûtes multiples : *a* — détail de la jonction des éléments préfabriqués ; *b* — bloc préfabriqué.

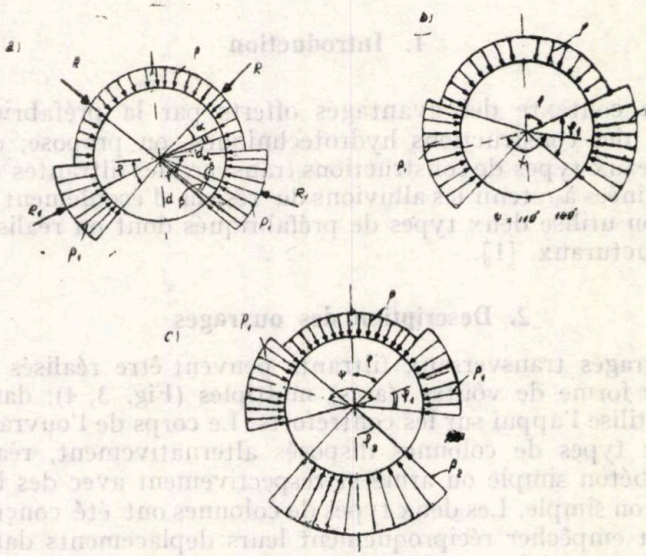


Fig. 6. — Schémas de chargement des colonnes de tubes: *a* — colonne de tubes dans un champ ayant la structure en alignement ; colonne de tubes dans un champ ayant la structure en arc; *c* — colonne de tubes sur contreforts ayant la structure en arc.

c) la variante *3*, à contreforts jusqu'à la surface de contact avec l'eau et trois colonnes dans le champ, deux réalisées à l'aide des tubes et l'une à l'aide des blocs (Fig. 3).

Les tubes de béton sont pareils à ceux que l'on utilise dans les travaux de canalisation mais le rapport entre le diamètre extérieur et celui intérieur est en quelque sorte plus grand.

Pour pouvoir utiliser la petite mécanisation il est recommandable que les tubes aient la longueur de 0,5 à 1,0 m et le diamètre intérieur de 40 à 60 cm. Les blocs préfabriqués (Fig. 5) ont la hauteur $h_B = 30$ cm au minimum

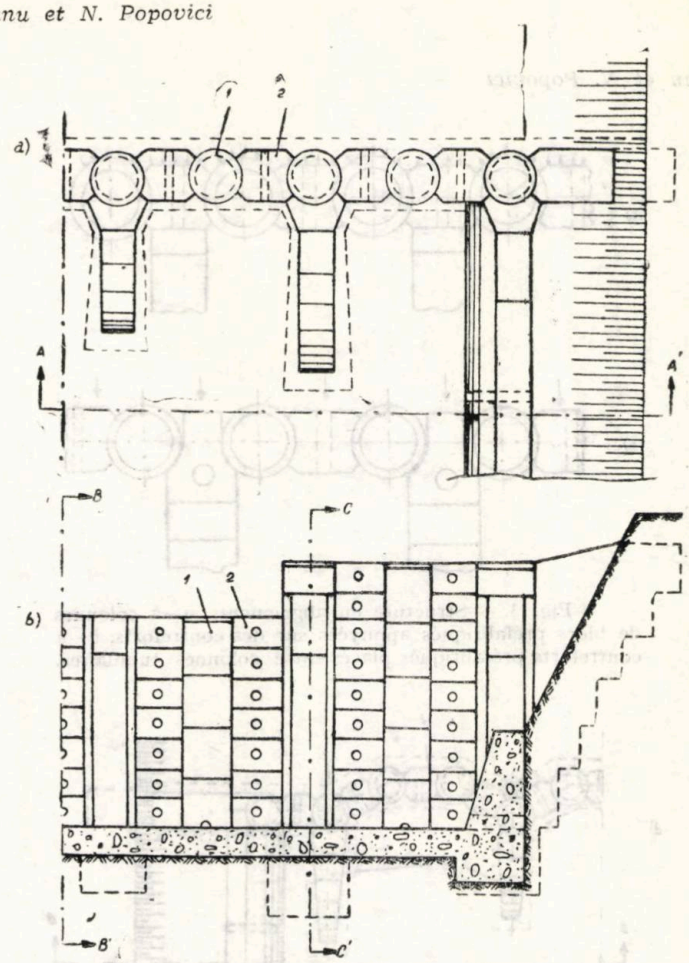



Fig. 1. — Ouvrage transversal à structure en alignement ayant des colonnes tubulaires appuyées sur des contreforts : *a* — vue en plan ; *b* — élévation (section *A-A'*) ; *1* — tube ; *2* — bloc.

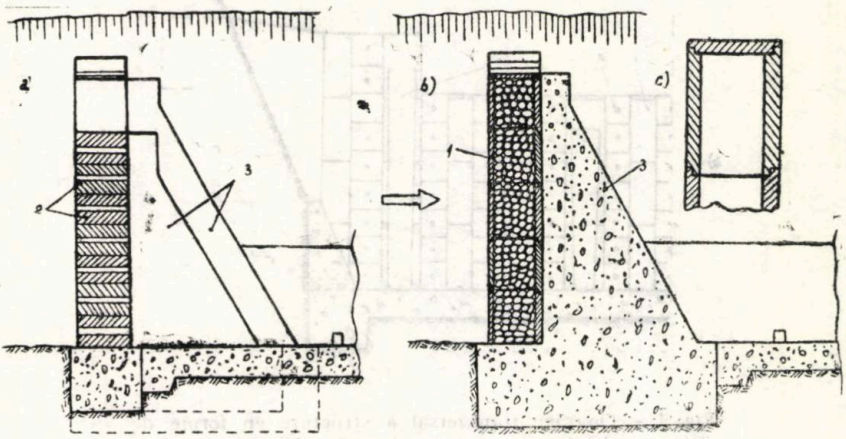



Fig. 2. — Ouvrage transversal à structure en alignement ayant les colonnes tubulaires appuyées sur des contreforts : *a* — section *B-B'* ; *b* — section *C-C'* ; *c* — détail de la jonction des tubes; *1* — tube ; *2* — blocs; *3* — contreforts.

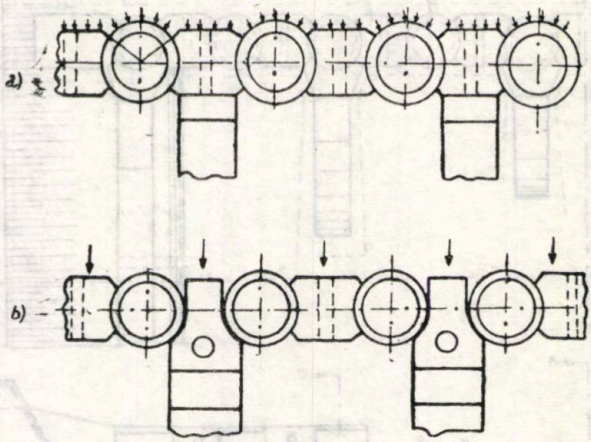


Fig. 3. — Structure en alignement: *a*—à colonnes de blocs préfabriqués appuyées sur des contreforts: *b*—à contreforts préfabriqués placés entre colonnes tubulaires.

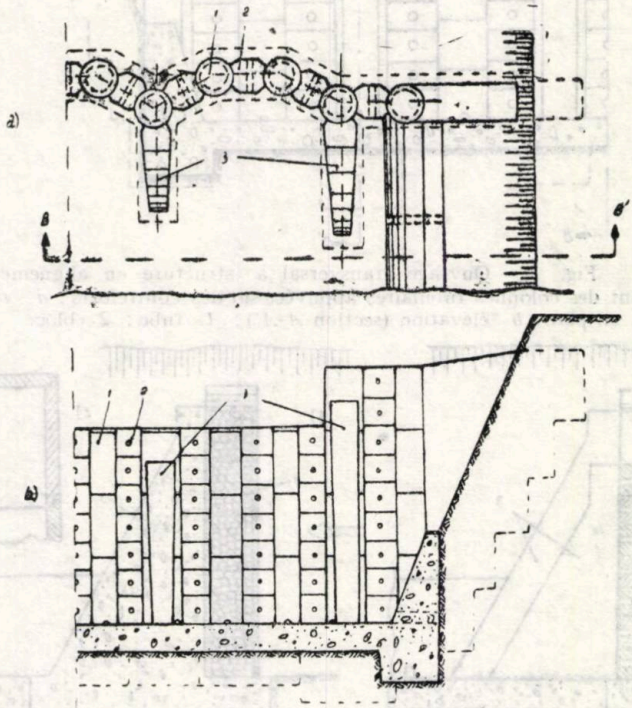


Fig. 4. — Ouvrage transversal à structure en forme de voûtes multiples : *a*—vue en plan ; *b*—élévation (section *B-B'*); *1*—tube; *2*—bloc; *3*—contreforts.

et sont prévus d'une barbacane cylindrique ayant un diamètre de 8 à 10 cm qui sert au drainage de l'atterrissement et aussi à leur manipulation. Au cas où les dimensions des blocs préfabriqués sont plus grandes on peut prévoir deux barbacanes. La monolithisation de la structure se réalise avec du mortier de ciment de qualité supérieure. D'habitude ces ouvrages peuvent avoir jusqu'à 4 m de haut et pour faire augmenter la stabilité il s'avère utile à exécuter un atterrissement artificiel de 0,75 à 1,0 m de haut ; on leste les tubes avec du matériel alluvionnaire du lit de l'eau. Le degré de perméabilité des ouvrages est de 4 à 5 %, donc plus grand que celui des ouvrages couramment utilisées à présent mais à la limite inférieure des ouvrages filtrants.

Pour une exécution soignée il est absoulement nécessaire de tracer, le plus correctement possible, le travail dans le terrain.

### 3. Considérations concernant la calcul de la structure de résistance

Du fonctionnement de la structure il résulte que les blocs préfabriqués sont sollicités sourtout au cisaillement ; la charge qui correspond à un bloc ne doit pas l'expulser parmi les tubes. Les blocs les plus solicités sont ceux de la base de la structure, la charge qui correspond à chaque bloc étant :

$$F_B = pS_B = pb_B h_B, \tag{1}$$

où : $p$ — la pression de l'eau et des alluvions retenues par l'ouvrage transversal ; $S_B$ — la surface du bloc sur laquelle s'exerce la pression $p$.

La section théorique de cisaillement est donnée par la relation :

$$A_f = 2\frac{a_B h_B}{2}. \tag{2}$$

Ayant en vue les écarts possibles par rapport aux dimensions du projet tout comme certains joints plus grands à l'exécution, on considère :

$$A_{f\text{calc.}} = \alpha A_f, \tag{3}$$

où $\alpha = 0{,}5...0{,}6$. De même, pour la résistance admissible au cisaillement on considère la maçonnerie réalisée par des blocs et non pas les blocs indépendents ; on tient compte ainsi de la résistance (la marque) du béton.

Le cisaillement des blocs de béton pourrait être produit également par les forces qui actionnent les tubes. Dans ce cas il faut considérer que les forces qui actionnent un tube rendent possible le cisaillement des blocs et l'expulsion des tubes.

Quant à la structure en alignement, cette situation ne parrait pas plus désavantageuse que la première si les blocs ont $b_m > 0{,}6\,r$ ($r$—le rayon extérieur du tube). Les tubes sont actionnés par des forces radiales provenues de la pression hydrostatique, de celle de la terre et des réactions des zones d'appui sur les blocs.

Aux structures en forme de voûte (arc polygonal) on effectue les mêmes vérifications au cisaillement des blocs qu'aux structures en alignement.

Les schémas de chargement des tubes dans le plan de la section transversale que l'on considère désavantageux sont présentés dans la Fig. 6, plus précisément dans Fig. 6 *a* pour la structure en alignement et dans les

Fig. 6 *b* et 6 *c* pour la structure en forme d'arcs pour les colonnes de tubes du champ et respectivement sur appui.

Pour le schéma de chargement de la Fig. 6 *a* on considère que l'on connaît la pression $p$ (celle-ci étant résultée de la pression de l'eau et la pression de la terre qui pousse) et que à l'aide des conditions d'équilibre on peut déterminer $p_1$. Ainsi, en projétant sur l'axe de symétrie on obtient :

$$2R\cos\frac{\pi}{4} - 2R_1\cos\left(\frac{\pi}{2}-\frac{\varphi}{2}\right)=0 \tag{4}$$

$$R=\int_{-\frac{\pi}{4}}^{\frac{\pi}{4}} pr\cos\alpha\,d\alpha=\sqrt{2}\,pr, \tag{5}$$

$$R_1=\int_{-\varphi/2}^{\varphi/2} p_1 r\cos\beta\,d\beta=2p_1 r\sin\frac{\varphi}{2} \tag{6}$$

et remplaçant dans l'équation (4) résulte :

$$p_1=\frac{p}{2\cos\left(\frac{\pi}{2}-\frac{\varphi}{2}\right)\sin\frac{\varphi}{2}}. \tag{7}$$

Dans le cas du schéma de chargement de la Fig. 6 *b*, par un raisonnement similaire, on obtient :

$$p_1=\frac{p\sin\varphi}{2\cos\left(\frac{\pi}{2}-\frac{\varphi}{2}\right)\sin\frac{\varphi_1}{2}}. \tag{8}$$

Les pressions $p_1$ se transmettent aussi aux colonnes de tubes qui s'appuient sur des contreforts (Fig. 7 *c*) ; donc, à partir des conditions d'équilibre on peut déterminer les pressions $p_2$. Les calculs statiques pour différents schémas de chargement ont montré que les plus grands efforts dans les parois des tubes peuvent atteindre les valeurs $N_{max}=-1{,}1\,pr$ ; $M_{max}=\pm 0{,}12\,pr^2$. Mais on peut admettre que, couramment, le moment des chargements des parois des tubes ne dépasse pas $0{,}08\,pr^2$ et pour les ouvrages dont la hauteur est moindre que 3 m il résulte qu'on peut employer des tubes non-armés.

À l'aide des conditions :

$$-\frac{1{,}1pr}{\delta}-\frac{6(0{,}08\ldots 0{,}12)pr^2}{\delta^2}<R_b \tag{9}$$

résulte l'épaisseur des tubes ($\delta$), $R_b$ étant la résistance de calcul du béton à la compression.

Aux structures sous forme d'arcs il est recommandable que les angles des directions inclinées par rapport à l'alignement soient de 25°...30°.

Pour les calculs on considère que la stabilité au glissement et au renversement de ces travaux est assurée par les contreforts donc il faut effectuer obligatoirement les vérifications nécessaires. Les efforts maxima de tension dans chaque section du contrefort ne doivent pas dépasser les limites admises par les standards. De même, il ne faut pas dépasser les pressions sur le terrain et les valeurs minima des tassements doivent se situer dans les limites préscrites par les normes.

Les fondations situées au-dessous des colonnes de tubes et de blocs sont dimensionnées seulement pour prendre les forces provenues de leur poids.

## 4. Conditions d'application et d'exécution

Ce type d'ouvrage peut être appliqué dans des conditions de sécurité absolue sur les formations torrentielles à alluvions de cailloux et de gravier pour des hauteurs de moins de 3 m. Pour des hauteurs plus grandes s'imposent des mesures constructives supplémentaires et quelques expérimentations ou l'observation du comportement en terrain des travaux déjà exécutés qui ont moins de 3 m.

Les exigences concernant les conditions géotechniques dans l'emplacement sont les mêmes que celles des travaux transversaux couramment utilisés.

Le trajet du lit de l'eau doit être en alignement et les bords symétriques et stables pour éviter les solicitations asymétriques importantes.

On prévoit un déversoir de forme rectangulaire, en réalisant une chape de béton sur les derniers éléments préfabriqués et on calcule un dissipateur comme celui des travaux de type ordinaire.

Dans les conditions de l'assurance de l'atterrisement artificiel immédiatement après l'exécution des travaux, les structures en forme de voûte présentent quelques avantages quant à la stabilité et à la capacité de résistance par rapport à celles en alignement.

## 5. Conclusions

Par l'application sur le terrain des ouvrages présentés ci-dessus on peut obtenir les avantages suivants :

1. Des économies de matériaux de construction pour le corps de l'ouvrage et la fondation, sourtout du ciment, jusqu'à environ 40% par rapport aux poids à fondation évasée.

2. La diminution des coûts jusqu'à 30% pour la structure et jusqu'à 20% pour l'ensemble des ouvrages transversals.

3. L'abrègement de la durée d'exécution et la simplification de certaines opérations lors de la mise-en-oeuvre.

4. Une qualité supérieure de l'exécution tant des préfabriqués que des structures.

5. L'accroissement du degré de mécanisation à l'exécution.

6. Un degré accru de perméabilité à l'eau ce qui se reflète directement dans l'accroissement de la stabilité de l'ouvrage transversal.

7. Dans les conditions difficiles du terrain, une sécurité supérieure pendant le déroulement des travaux.

*Reçue le 24 décembre 1986*

*Institut Polytechnique, Jassy,*
*Chaire de Mécanique des constructions*
*et*
*Chaire de Hydraulique et Amélioration fonciaires*

## BIBLIOGRAPHIE

1. Ungureanu N., Popovici N., *Structură de baraj filtrant din elemente prefabricate din beton pentru corectarea torenţilor.* Brévet d'invention, R.S.R., *75 242* (1980).

## LUCRĂRI TRANSVERSALE DIN ELEMENTE PREFABRICATE PENTRU AMENAJAREA TORENŢILOR

(Rezumat)

Se propun noi tipuri economice de lucrări transversale filtrante din beton, pentru reţinerea materialelor aluvionare pe torenţi.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 628.

# WATER SUPPLY NETWORK ANALYSIS USING THE NODAL EQUATIONS

BY

EMANOIL BÂRSAN and CĂLIN IGNAT

## 1. Introduction

Starting from the necessary conditions for balancing water supply network (discharge continuity at nodes and energy conservation on loops), the network hydraulic calculus is achieved by solving a system of nonlinear equations that may have as dimensions : number of loop $M$ (the system of loop equations) ; the number of nodes $N$ (the system of nodal equations) or the number of pipe line $T$ (the system of pipe line equations).

In our country, the water supply network analysis is done by using the system of loop equations and especially the method Lobatchev-Cross that deals with each loop equatio independently [3], [6].

Starting from an initial distribution of discharges, that satisfy at each node the continuity condition and by which the network pipe line are predimensioned, the aim of these paper is the achievement of energy conservation correcting succesively the loop discharges. The calculus can be done manually or automatically and has the advantage of using the smallest number of equations (the loop equations of number, $M$).

The proceeding is used, especially, for the network calculus that uses as unknowns the discharges of pipe lines.

In the cases of network with reservoirs, pump stations and other components of pipe network it is more suitable the use as unknowns of piezometric heads, that is of nodal equations.

The paper proposes itself the formulation of analysis pattern of network which is based on the nodal equations and practical way of employment.

## 2. Nodal Equations

The continuity of discharge at nodes is expressed by the relation :

$$f_j = \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^{N} q_{ij} + C_j = 0, \qquad (j=1,\ldots,N), \tag{1}$$

where : $f_j$ represents the algebric sum of discharges in node $j$ (unbalance) ; $q_{ij}$ — pipe line discharge $ij$ with the sign (+) for discharges that enter in the nod $j$ and sign (—) for discharge that leaves the same node ($q_{ij}=0$ if

there is no connection $ij$) ; $C_j$ — the node discharge (consumption or supply from the reservoir), with the same convention of signs.

The functional relation between the head loss ($h_{ij}$) and the pipe line discharge ($q_{ij}$) is written, in general form, in the following way :

$$h_{ij}=H_i-H_j=R_{ij}q_{ij}^{\alpha}, \tag{2}$$

where : $H_i$ and $H_j$ represents the piezometric heads at nodes $i$ and $j$ ; $R_{ij}$ — hydraulic resistance of pipe line $ij$. The exponent $\alpha$ varies between 1.8 and 2.

With the relation (2) the discharge has the expression :

$$q_{ij}=R_{ij}^{-1/\alpha}(H_i-H_j)^{1/\alpha}. \tag{3}$$

Introducing (3) in (1) there is obtained :

$$f_j=\sum_{\substack{i=1\\ i\neq j}}^{N} R_{ij}^{-1/\alpha}(H_i-H_j)^{1/\alpha}+C_j=0. \tag{4}$$

The relation (4) extended to all the nodes with piezometric head leads to a system of nonlinear equations which, solved, determines the piezometric heads at nodes and the discharges that flow in pipe lines knowning the geometric configuration of the network and the consumptions at nodes.

Because the system (4) is nonlinear, it is necessary to choose a initial set of piezometric head as unknowns. The values of these piezometric heads are corrected, succesively, till there are satisfied the continuity conditions at nodes. This objectiv can be achieved using the N e w t o n — R a p h s o n method.

## 3. The Newton-Raphson Method

Let be the system of $N$ nonlinear equations with $N$ unknowns matrix formulated under the forme :

$$F(X)=\{f_1(x_1, x_2, \ldots, x_N), \ldots, f_N(x_1, x_2, \ldots, x_N)\}=0, \tag{5}$$

where : $X=\{x_1, x_2, \ldots, x_N\}$ is the vector of $N$ unknowns or iteration variables.

The solution of the system is obtained starting from the initial value (approximate) $X_0$ to which it is added, succesively, correcting vectors with descending norm.

At an iteration $i$, a better approximation is obtained thus :

$$X_i=X_{i-1}+\Delta X_i, \tag{6}$$

with

$$\Delta X_i(\delta x_1, \delta x_2, \ldots, \delta x_N)=-\frac{F(X_{i-1})}{J_{i-1}},$$

or

$$J_{i-1}\Delta X_i=-F(X_{i-1}), \tag{7}$$

where $J_{i-1}$ is an Jacobian matrix corresponding to vector $X_{i-1}$.

The calculi are continued till a criterion of precision is satisfied (the absolute value of an unknown, the norm of vector $X$ or number of iterations).

## 4. The Newton-Raphson Method Application at the System of Nodal Equations

Let be $H_0(H_1,...,H_N)$ an initial approximation of the piezometric heads and $\Delta H(\delta H_1,...,\delta H_N)$ a correction at any step of the iteration process. The correction $\Delta H$ is obtained solving the system (7) that gets the form of :

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial H_1} & \cdots & \frac{\partial f_1}{\partial H_N} \\ \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial f_N}{\partial H_1} & \cdots & \frac{\partial f_N}{\partial H_N} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta H_1 \\ \vdots \\ \delta H_N \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -f_1 \\ \vdots \\ -f_N \end{vmatrix}, \tag{8}$$

where the partial derivatives are obtained from (4) as it follow:

$$\frac{\partial f_j}{\partial H_i} = \frac{\partial f_i}{\partial H_j} = \frac{1}{\alpha} R_{ij}^{-\frac{1}{\alpha}} (H_i - H_j)^{\frac{1-\alpha}{\alpha}}, \quad (i \neq j), \tag{9}$$

$$\frac{\partial f_j}{\partial H_j} = -\sum_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^{N} \frac{\partial f_j}{H_i}. \tag{10}$$

As far as a reference head is obligatory, the system (8) is solved for $N-1$ unknowns.

Examining the relation (4) there is noticed that the satisfaction of continuity of nodes can be achieved addmiting as variable both piezometric heads $(H_1,...,H_h)$ and hydraulic resistance in pipe lines $(R_{ij})$ or consumptions at nodes $(C_j)$ with condition that the sum of all these unknowns be $N$.

If there are noted the unknowns piezometric heads with $\bar{H}=\{H_1,...,H_h\}$, the unknowns hydraulic resistances with $\bar{R}=\{R_{ij},...,R_{pq}\}$ and the unknowns consumptions at nodes with $\bar{C}=\{C_j,...,C_t\}$ then, with an initial set of unknowns $S_0=\{H_1,...,H_h\ ;\ R_{ij},...,R_{pq}\ ;\ C_j,...,C_t\}$, a correction of any step is obtained by the system :

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial H_1} & \cdots & \frac{\partial f_1}{\partial C_t} \\ \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial f_{h+1}}{\partial H_1} & \cdots & \frac{\partial f_{h+1}}{\partial C_t} \\ \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial f_N}{\partial H_1} & \cdots & \frac{\partial f_N}{\partial C_t} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta H_1 \\ \vdots \\ \delta R_{ij} \\ \vdots \\ \delta C_t \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -f_1 \\ \vdots \\ -f_{h+1} \\ \vdots \\ -f_N \end{vmatrix}, \tag{11}$$

in which the partial derivatives with respect to $R_{ij}$ and $C_j$ have the expressions:

$$\frac{\partial f_j}{\partial R_{ij}} = -\frac{1}{\alpha} R_{ij}^{-\frac{1+\alpha}{\alpha}} (H_i - H_j)^{\frac{1}{\alpha}}, \tag{12}$$

$$\frac{\partial f_j}{\partial C_j} = 1. \tag{13}$$

In this case, if it is imposed a piezometric head as reference it can be substituded as unknown by a consumption at nodes or by the hydraulic resistance of a pipe line.

Having in view the possibility of introducing as unknowns of hydraulic resistance in pipe line $R_{ij}$ and of consumptions at nodes $C_j$, the nodal equation offer a greater elasticity to analyse a water supply network.

It must be mentioned that, a solution of equation (11) is not possible for any combination of unknowns. The following rules must be taken in view in choosing of those unknowns (rules resulting from the nonaddmitance of existence of rows or columns with all terms zero) :

1. At any node there must exist at least one of the following unknowns : the consumption at the node, the head at the node itself or at any adjacent node or the hydraulic resistance of an pipe line that is connected at the node.

2. A node having an unknown consumption should be connected to at least one other node with a known consumption.

3. A pipe line of supply network with unknown hydraulic resistance should have no more than one unknown (at the two adjacent nodes) that may be piezometric head or consumption at node.

Generally, in this analysis there may be included all the components that have a continuous relation discharge — loss of head.

Knowing the piezometric heads at nodes, with relation (3) may be determined the discharges in pipe lines.

By using the nodal equations at the water supply network analysis there may be solved the following problems : the study of existing system for the identifying the hydraulic characteristics, the choosing from more variants of optimal operation conditions, the optimal design of a new system or a extension.

## 5. Calculus Example

Let consider the water supply network from Fig. 1 in which there are specified the length and diameters of the pipe line. The network is supplied by y discharge of 0.2 $m^3/s$. At each node there are specified the consumptions. The node 8 has $H_8 = 100$ m. The hydraulic resistances $R_{ij}$ and exponent $\alpha$ are determined by the methodology specified in [2]. For the network from Fig. 1, made up of cast iron pipes with the absolute roughness $k = 0.25$ mm, in Table 1, there are presented the values of hydraulic resistance $R_{ij}$. By the same methodology it is set up the exponent $\alpha$ ($\alpha = 1.929$).

From the example from Fig. 1, with the notation $x = 1/\alpha$, the equations (4) have the form:

$$
\begin{aligned}
&587^{-x}(H_2-H_1)^x+79.66^{-x}(H_3-H_1)^x+587^{-x}(H_4-H_1)+0.2=0,\\
&587^{-x}(H_1-H_2)^x+31\,414.7^{-x}(H_3-H_2)^x+587^{-x}(H_5-H_2)^x-0.02=0,\\
&79.67^{-x}(H_1-H_3)^x+31\,414.7^{-x}(H_2-H_3)^x+31\,414.7^{-x}(H_4-H_3)^x+\\
&\qquad+231.5^{-x}(H_6-H_3)^x-0.03=0,\\
&587^{-x}(H_1-H_4)^x+31\,414.7^{-x}(H_3-H_4)^x+587^{-x}(H_4-H_7)^x-0.025=0,\\
&587^{-x}(H_2-H_5)^x+31\,414.7^{-x}(H_6-H_5)^x+1\,830^{-x}(H_8-H_5)^x-0.02=0,\\
&231.5^{-x}(H_3-H_6)^x+31\,414.7^{-x}(H_5-H_6)^x+31\,414.7^{-x}(H_7-H_6)^x+\\
&\qquad+47\,122^{-x}(H_8-H_6)^x-0.04=0,\\
&587^{-x}(H_4-H_7)^x+31\,414.7^{-x}(H_6-H_7)^x+1\,830^{-x}(H_8-H_7)^x-0.02=0.
\end{aligned}
\tag{14}
$$

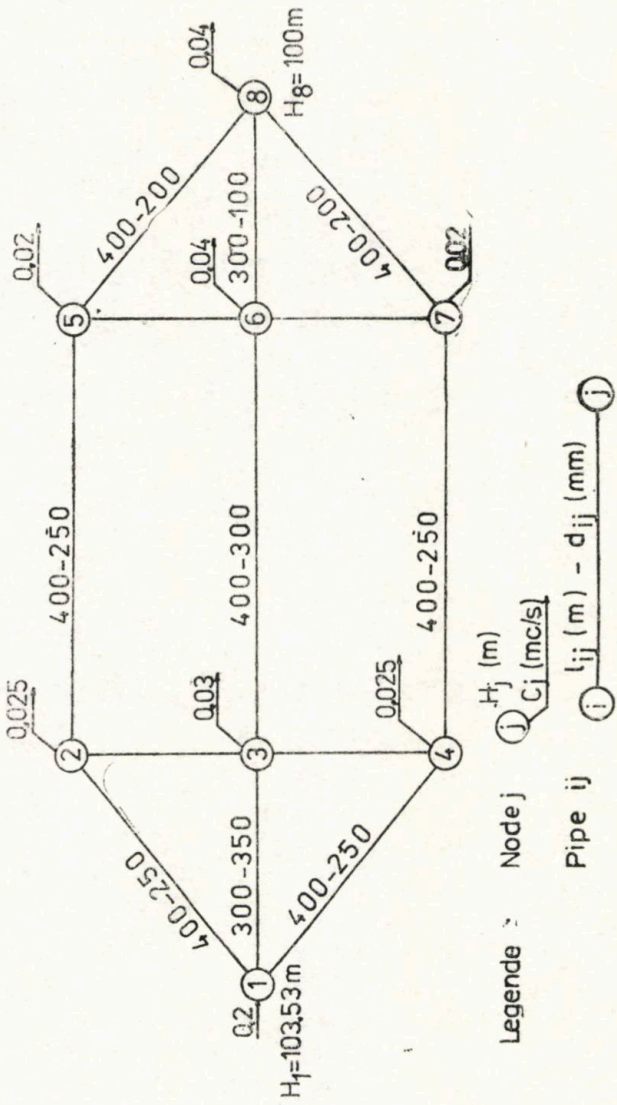

0,02
0,025
0,03
0,025
0,04
0,02
0,04
0,02
400-250
400-300
400-250
400-200
300-100
400-200
400-250
300-350
400-250
H1=103,53m
H8=100m
Legende :
Node j
Hj (m)
Cj (mc/s)
Pipe ij
lij (m) - dij (mm)

Fig. 1

Node i : Node j
Pipe ij

Using the Newton-Raphson method there are determined the piezometric heads $H_1, ..., H_7$ (Table 2).

Table 1

| Pipe line | Hydraulic Resistance $R_{ij}$ | Discharge $q_{ij}$ m³/s |
|---|---|---|
| 1–2 | 587 | 0.05256 |
| 2–5 | 587 | 0.03247 |
| 5–8 | 1 830 | 0.01741 |
| 1–3 | 79.67 | 0.09501 |
| 3–6 | 231.50 | 0.05504 |
| 6–8 | 47 122 | 0.00515 |
| 1–4 | 587 | 0.05256 |
| 4–7 | 587 | 0.03247 |
| 7–8 | 1 830 | 0.01741 |
| 3–2 | 31 414.7 | 0.00501 |
| 3–4 | 31 414.7 | 0,00501 |
| 6–5 | 31 414.7 | 0.00485 |
| 6–7 | 31 414.7 | 0.00485 |

Table 2

| Node | Piezometric head m |
|---|---|
| 1 | 103.53 |
| 2 | 101.53 |
| 3 | 102.68 |
| 4 | 101.53 |
| 5 | 100.74 |
| 6 | 101.82 |
| 7 | 100.74 |
| 8 | 100.00 |

With these value, using the relation (3) there are determined the discharges in pipe line (Table 1).

For the system of nonlinear equations (14) the application of the Newton-Raphson method needs some precaution measures for avoiding singular points of functions $(H_i-H_j)^x$ with $x<1$. They started from the idea that in the vicinity of points $H_i \approx H_j$ the derivate of loss head with respect to each piezometric head may be considered as being equal with zero. It was considered a limit vicinity $|H_i-H_j|<10^{-5}$ within the function was extended with a continuous junction of first order through zero.

The obtained system as a result of this regularization can be solved by the Newton-Raphson method.

The iterative procedure has very good convergence properties due to the fact that Jacobian matrix is a $L$-matrix [7], symmetric, irreductible (due to the water supply newtork structure) and has weak diagonal dominance.

Thus it results the existance of inverse Jacobian matrix, which is a positive one.

The program, in Pascal language, run by a minicomputer with $Z$ 80, comprises a procedure of network structure entering followed by the procedure of Jacobian matrix construction and Newton-Raphson method. For the initial approximation of the arbitrary choosen solution (within the size limits of piezometric head of node 8) the procedure leads to solution in 10...25 iterations.

With the minicomputer used (the Junior type) there can be analysed the network with 30 nodes. For networks of greater dimensions we need adequate computers.

## 6. Conclusions

Addmiting as unknowns the nodal piezometric heads, the analysis of water supply network can be achieved using the continuity of the discharges of nodes expressed în piezometric heads (rel. (4)). There is obtained a system of nonlinear equations having as dimension the number of nodes, system that can be solved by the Newton-Raphson method.

The given example shows the practical way of achieving this analysis.

*Received, March 26, 1987*

*Polytechnic Institute, Jassy,*
*Department of Hydrotechnic Constructions*
*and*
*University „Al. I. Cuza", Jassy,*
*Department of Mathematics*

REFERENCES

1. Divenot A., *Une nouvelle méthode de calcul des réseaux maillés.* La Houille Blanche, *6* (1980).
2. Jeppson R., *Equivalent Hydraulic Pipe for Parallel Pipe.* J. of the Hydr. Div., ASCE, 108, *HY1* (1982).
3. Pîslăraşu I., Rotaru N., Teodorescu M., *Alimentări cu apă.* Ed. Tehn., Buc., 1981.
4. Shamir U., Howard C.D., *Water Distribution Systems Analysis.* J. of the Hydr. Div., ASCE, **94**, *HY1* (1968).
5. Shamir U., Howard C. D., *Engineering Analysis of Water Distribution Systems.* JAWWA, *9* (1977).
6. Trofin P., *Alimentări cu apă.* EDP, Buc., 1983.
7. Young M.D., *Iterative Solution of Large Linear Systems.* Academic Press, 1971.

ANALIZA REȚELELOR DE DISTRIBUȚIE A APEI FOLOSIND ECUAȚIILE DE NOD

(Rezumat)

Pornind de la condițiile necesare pentru echilibrarea unei rețele de distribuție a apei (continuitatea debitelor la noduri și conservarea energiei pe inele), calculul hidraulic al rețelelor se realizează prin rezolvarea unui sistem de ecuații neliniare care pot avea ca dimensiuni: numărul inelelor $M$ (sistemul ecuațiilor de inel); numărul nodurilor $N$ (sistemul ecuațiilor de nod) sau numărul tronsoanelor $T$ (sistemul ecuațiilor de tronson).

Deoarece, în țara noastră, analiza rețelelor de distribuție se efectuează numai cu ajutorul sistemului de ecuații de inel, apare necesară o diversificare a mijloacelor de analiză prin folosirea și a celorlalte sisteme de ecuații. În acest scop se formulează modelul utilizat pentru analiza rețelelor de distribuție bazat pe ecuațiile de nod. Sistemul ecuațiilor de nod se rezolvă folosind metoda Newton-Raphson cu măsuri de precauție pentru punctele singulare. Cu un exemplu se ilustrează modul de utilizare a ecuațiilor de nod pentru analiza rețelelor de distribuție a apei.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 626.1

# MODÈLE MATHÉMATIQUE ET LE PROGRAMME DE CALCUL POUR L'OPTIMISATION TECHNIQUE ET ÉCONOMIQUE DES CANAUX EXÉCUTÉS EN DÉBLAI DANS DES TERRAINS COHÉSIFS

PAR

ȘT. POPESCU, OVIDIU ALEXANDRESCU, DOBRICĂ LEU et FLORIN COMȘA

## 1. Introduction

Les canaux exécutés en déblai, sans revêtement, dans les terrains cohésifs, servent pour drainer et pour évacuer l'eau qui provient des divers usagers.

Dans l'étude de ces canaux on utilise les données fondamentales ci-dessous (Fig. 1) :

a) La ligne du terrain, dans l'axe du canal $z_t(x)$ et la pente transversale de celle-ci, $i_{tr}(x)$, ou $x_k$, $z_{tk}$, respectivement $i_{tr}$, avec $k=0, 1, ..., n_{ts}$.

b) Le débit $Q(x)$ ou $Q_k$, $(k=0, 1, ..., n_{ts})$.

c) Les cotes de commande imposées par le réseau d'ordre immédiatement inférieur ou directement par l'usager servi, $z_{ck}$, $(k=0, 1, ..., n_{ts})$.

d) Les propriétés géotechniques du terrain, $\gamma_k$, $\varphi_k$, $c_k$, $(k=0, 1, ..., n_{ts})$, le coefficient de stabilité du talus admissible, $\eta_{\text{adm}}$, la vitesse admissible de l'eau dans le canal, $v_{\text{adm}}$ et le coefficient de rougosité, $n_{rg}$.

Pour exécuter et exploiter le canal sont nécessaires les données géométriques et hydrauliques ci-dessous :

a) Le talweg (la ligne de la base dans l'axe) du canal $z_f(x)$ ou $z_{fk}$, $(k=0, 1, ..., n_{ts})$, ou $z_{fn}$ et $i_j$, $(j=1, ..., n_{ts})$.

b) Les lignes des rives gauche $z_s(x)$ et $y_s(x)$ ou $z_{sk}$ et $y_{sk}$, respectivement droite, $z_d(x)$ et $y_d(x)$ ou $z_{dk}$ et $y_{dk}$, $(k=0, 1, ..., n_{ts})$.

c) Le vecteur de forme de la section transversale (le vecteur dont les dimensions sont les constantes même des équations des talus des canaux) ; dans le cas de la section trapèze parabolique (Fig. 1 *b*) $\theta^T=\{a, b, n\}$.

d) Le volume d'excavation et la surface de l'amprise de canal.

e) La ligne de la surface libre de l'eau, $z_a(x)$ ou $z_{ak}$, $(k=0, 1, ..., n_{ts})$.

f) La profondeur de l'eau, $h(x)$ ou $h_k$, $(k=0, 1, ..., n_{ts})$ ;

g) La vitesse de l'eau, $v(x)$ ou $v_k$, $(k=0, 1, ..., n_{ts})$.

Dans ce qui suit on propose un modèle mathématique qui permet l'optimisation des canaux à débit lent variable exécutés en déblai, dans les terrains cohésifs, en considérant les principaux aspects techniques et économiques, à savoir :

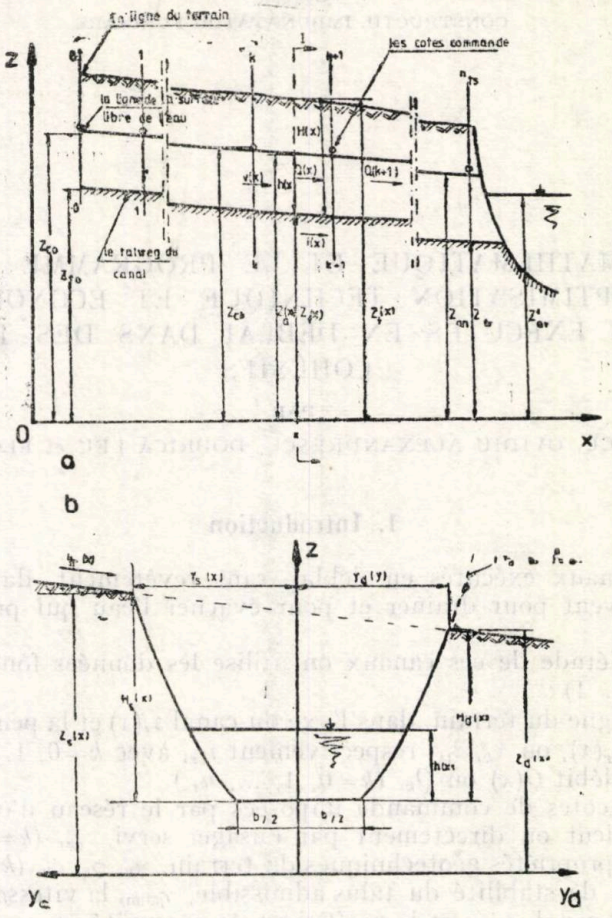



Fig. 1. — Schéma d'un canal en deblai nécessaire au calcul hydraulique : *a* — séction longitudinale ; *b* — section transversale *I*—*I*.

a) Le nivel de l'eau dans le canal doit respecter les relations des cotes imposées et la vitesse moyenne doit être inférieure à la limite d'errosion, $v_{adm}$.

b) Les talus du canal doivent être stables.

c) Le prix des terrasements et le côut du terrain occupé par l'amprise du canal soit minima.

Pour l'utilisation rapide et exacte du modèle mathématique on a réalisé un programme de calcul automatique en BASIC, pour lequel on indique le schéma logique-bloc et un exemple numérique.

## 2. Le modèle mathématique

Dans ce paragraphe on présente les devéloppements théoriques qui concernent le mouvement à débit lent variable et la stabilité des talus paraboliques, en formulant le problème d'optimisation proposée.

2.1. Relations entre la profondeur de l'eau et la pente du canal

À partir de la formule fondamentale du mouvement permanent lent variable [3], pour un débit qui varie au long du canal, on déduit successivement :

$$\frac{d}{ds}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right)=\frac{\alpha v}{2g}\cdot\frac{dv}{ds},\quad \frac{dv}{ds}=\frac{\frac{dQ}{ds}A-\frac{dA}{ds}Q}{A^2},$$

en résultant finalement,

$$\frac{dh}{ds}=\frac{i+\frac{\alpha Q^2}{gA^3}\cdot\frac{\partial A}{\partial s}-\frac{Q^2}{A^2C^2R}-\frac{\alpha Q}{gA}\cdot\frac{dQ}{ds}}{1-\frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}} \tag{1}$$

Si l'on substitue la variable $s$, considérée selon la ligne du talweg, par $x$, obtenue par la projection dans le plan horizontal et en adoptant une loi parabolique de variation du débit :

$$Q(x)=a_q x^2+b_q x+c_q, \tag{2}$$

pour des canaux prismatiques ou cylindriques, compte tenu de (1) résulte:

$$\sqrt{1-i^2}\,\frac{dh}{dx}=\frac{i-\frac{Q^2}{A^2C^2R}-\frac{\alpha Q}{gA}(2a_q x+b_q)}{1-\frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}}, \tag{3}$$

où les paramètres géométriques et hydrauliques dépendent de la variable $x$, par l'intermédiaire de la variable $h(x)$, donc $i(x)$, $Q(x)$, $A(\theta, h(x))$, $B(\theta, h(x))$, $R(\theta, h(x))$, $C(\theta, h(x))$.

Pour la ligne de la surface libre de l'eau on adopte la loi de type pouvoir :

$$z_a(x)=z_{an}+r_a(x_n-x)^{p_a}, \tag{4}$$

où les coefficients $z_{an}$ et $r_a$ et l'exposant du pouvoir $p_a$ sont déduits par le méthode des plus petits carrés avec les restrictions :

$$z_{ak}-z_{ck}\leqslant 0,\ (k=0, 1, \ldots, n_{ts}) \text{ et } z_{cav}-z_{an}\leqslant 0. \tag{5}$$

Si l'on impose la valeur de la vitesse de l'eau dans la section, $k=n_{ts}$, $v_n-v_{adm}\leqslant 0$, la profondeur de l'eau, $h_n$, résulte

$$v_n A(h_n)=Q_n. \tag{6}$$

L'expression pour la ligne de la base du canal est dans ce cas :

$$z_f(x)=z_{f,k+1}+i_k(x_{k+1}-x),\ \text{avec } z_{fn}=z_{an}-h_n \text{ et } x_k\leqslant x\leqslant x_{k+1},\quad (k=0, 1, \ldots, n_{ts}-1), \tag{7}$$

en résultant succésivement :

$$h(x)=r_a(x_n-x)^{p_a}+i_k(x-x_{k+1})+z_{an}-z_{f,k+1}, \tag{8}$$

$$\frac{dh}{ds}=i_k-p_a r_a(x_n-x)^{p_a-1}. \tag{9}$$

En imposant que (3), (8) et (9) soient verifiées pour $x_k$, résulte le système de $2n_{ts}$ équations avec les inconnues $h_k$ et $i_k$, $(k=0, 1, ..., n_{ts}-1)$ :

$$h_k=(x_k-x_{k+1})i_k+r_a(x_n-x_k)^{p_a}+z_{an}-z_{f,k+1}, \tag{10}$$

$$\left[\frac{\alpha}{g}Q_k^2B(h_k)-A^3(h_k)\right]p_a r_a(x_n-x_k)^{p_a-1}-\frac{\alpha}{g}Q_kB(h_k)i_k+$$
$$+Q_kA(h_k)\left[\frac{Q_k}{W^2(h_k)}+\frac{\alpha}{g}(2a_qx_k+b_k)\right]=0. \tag{11}$$

**2.2. La condition de stabilité pour le talus du canal de section trapèze parabolique**

La pente de la tangente géometrique, tg $\alpha$, dans n'importe quel point du talus stable (Fig. 2), doit verifier la condition [2] :

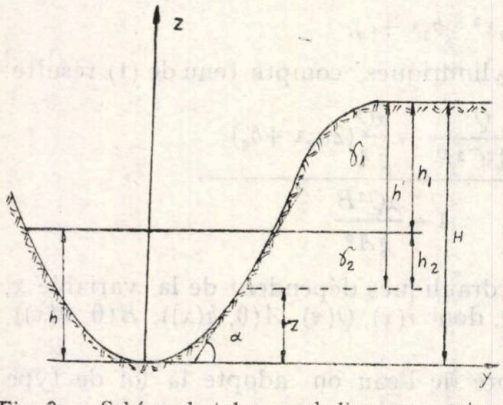



Fig. 2. — Schéma du talus parabolique necessaire au calcul geotechnique.

$$\operatorname{tg}\alpha=\beta\operatorname{tg}\varphi+\frac{c}{\gamma_1 h'}, \tag{12}$$

où le coefficient de correction $\beta$ est donné par la relation :

$$\beta=\frac{h'_1\gamma_1+h'_2\gamma_2}{h'}.$$

En exprimant tg $\alpha$ de l'équation de talus du canal trapèze parabolique (Fig. 1 *b*) en utilisant la notion du coefficient de l'assurance de la stabilité $\eta(h')$, on peut déduire l'expression :

$$\eta(h')=\frac{1}{n}a^{1/n}(H-h')^{(1-n)/n}\left(\beta\operatorname{tg}\varphi+\frac{c}{\gamma_1 h'}\right). \tag{13}$$

En considérant le point minimum du graphique de la fonction (13) ($h'_{min}$, $\eta_{adm}$), où

$$h'_{min}=\frac{\sqrt{(2n-1)^2c^2+4n(n-1)\beta\gamma_1 cH\operatorname{tg}\varphi}-(2n-1)c}{2(n-1)\beta\gamma_1\operatorname{tg}\varphi} \tag{14}$$

résulte la condition de stabilité sous la forme :

$$\left(\frac{n\eta_{adm}\gamma_1 h'_{min}}{\beta\gamma_1\operatorname{tg}\varphi+c}\right)^n(H-h'_{min})^{n-1}-a\leqslant 0. \tag{15}$$

Dans le cas particulier $n=1$, $a=m$ (la talus rectiligne) on obtient, respectivement,

$$(16)\qquad h'_{\min}=H, \qquad (17)\qquad \frac{\eta_{adm}\gamma_1 H}{\beta\gamma_1 H\operatorname{tg}\varphi+c}-m\leqslant 0.$$

### 2.3. La formulation du problème d'optimisation

Afin de formuler (et résoudre) les problèmes d'optimisation on doit définir :

a) Le vecteur des variables, $\mathbf{x}$, avec la précision que les composants $\mathbf{x}_I$ et $\mathbf{x}_D$ représentent des variables indépendentes, respectivement dépendantes et le domaine $X$ :

$$\mathbf{x}^T=\{\mathbf{x}_I^T,\ \mathbf{x}_D^T\},\quad \mathbf{x}\in X,\quad \mathbf{x}_I\in X_I,\quad \mathbf{x}_D\in X_D,\ \text{avec}\ X=X_I\times X_D.$$

b) Relations entre variables de type egalité, $\mathbf{g}(\mathbf{x})=0$.
c) Relations entre variables de type inegalité, $\mathbf{h}(\mathbf{x})\leqslant 0$.
d) Fonction objectif $f(\mathbf{x})$ et la nature de l'extrémum cherché pour celle-ci.

Ensuite on explicite ces éléments pour le problème proposé dans cette Note.

Le vecteur $\mathbf{x}_I$ est représenté par le vecteur de forme $\theta$ ; en particulier (Fig. 1) :

$$(18)\qquad \mathbf{x}_I^T=\{a,\ b,\ n\},\quad X_I=\mathcal{A}\times\mathcal{B}\times\mathcal{N},\quad X_I\subset R_+^3.$$

Le vecteur $\mathbf{x}_D$ est constitué de toutes les grandeurs géometriques et hydrauliques qui doivent être déterminées pour le calcul du canal :

$$\mathbf{x}_D^T=\{\mathbf{z}_a^T,\ \mathbf{h}^T,\ \mathbf{z}_f^T,\ \mathbf{i}^T,\ \mathbf{B}^T,\ \mathbf{A}^T,\ \mathbf{W}^T,\ \mathbf{v}^T,\ \mathbf{H}_{ax}^T,\ \mathbf{z}_s^T,\ \mathbf{H}_s^T,\ \mathbf{y}_s^T,\ \mathbf{z}_d^T,\ \mathbf{H}_d^T,\ \mathbf{y}_d^T,\ \mathbf{B}_t^T,\ \mathbf{A}_t^T\},$$

$$(19)\qquad X_D=\mathcal{Z}_a\times\mathcal{H}\times\mathcal{Z}_f\times\mathcal{I}\times\mathcal{B}_a\times\mathcal{A}_a\times\mathcal{W}\times\mathcal{V}\times\mathcal{H}_{ax}\times\mathcal{Z}_s\times$$
$$\times\mathcal{H}_s\times\mathcal{Y}_s\times\mathcal{Z}_d\times\mathcal{H}_s\times\mathcal{Y}_d\times\mathcal{B}_t\times\mathcal{A}_t,\quad X_D\subset R^{17n_{ts}+16},$$

où

$$\mathbf{i}=\{i_k\,|\,i_k=i(x),\ x\in[x_k,\ x_{k+1}],\ (k=0,\ 1,\ \ldots,\ n_{ts}-1)\},$$
$$\mathbf{q}=\{q_k\,|\,q_k=q(x_k),\quad k=0,\ 1,\ \ldots,\ n_{ts}\},$$

avec

$$\mathbf{q}\in\{\mathbf{x}_a,\ \mathbf{h},\ \mathbf{z}_f,\ \mathbf{B},\ \mathbf{A},\ \mathbf{W},\ \mathbf{v},\ \mathbf{H}_{ax},\ \mathbf{z}_s,\ \mathbf{H}_s,\ \mathbf{y}_s,\ \mathbf{z}_d,\ \mathbf{H}_d,\ \mathbf{y}_d,\ \mathbf{B}_t,\ \mathbf{A}_t\}.$$

La fonction vectorielle $(17n_{ts}+16)$-dimensionelle, $\mathbf{g}(\mathbf{x})$, est représentée par :

$$(4')\qquad z_{ak}=z_{an}+r_a(x_n-x_k)^{p_a},\ (k=0,\ 1,\ \ldots,\ n_{ts})\ ;$$

$$(6')\qquad v_kA_k=Q_k,\ (k=0,\ 1,\ \ldots,\ n_{ts})\ ;$$

$$(7')\qquad z_{fn}=z_{an}-h_n\ ;\ z_{fk}=z_{f,k+1}+i_k(x_{k+1}-x_k),\ (k=0,\ 1,\ \ldots,\ n_{ts}-1)\ ;$$

le système $2n_{ts}$-dimensionel (10) + (11) ;

$$(20)\qquad B_k=b+2(ah_k)^{1/n},\ (k=0,\ 1,\ \ldots,\ n_{ts}-1)\ ;$$

$$A_k=h_k\left(b+\frac{n}{n+1}B_k\right),\ (k=0,1,\ldots,n_{ts}-1)\ ; \tag{21}$$

$$W_k=C_k\sqrt{\frac{A_k}{P_k}}, \tag{22}$$

avec

$$P_k=b+\frac{2}{a}\int_0^{h_k}\sqrt{n^2+a^{2/n}z^{2(1-n)/n}}\ \mathrm{d}z,$$

ou

$$P_k=b+\frac{2}{a}\int_0^{0,5B_k}\sqrt{a^2+n^2y^{2(n-1)}}\ \mathrm{d}y\ ;$$

les integrales sont evaluées conformément à [1]) ;

$$H_{ax,k}=z_{tk}-z_{fk},\ (k=0,1,\ldots,n_{ts})\ ; \tag{23}$$

$$H_{sk}=H_{ax,k}+i_{tr,k}y_{sk},\quad H_{dk}=H_{ax,k}-i_{tr,k}y_{dk},\ (k=0,1,\ldots,n_{ts})\ ; \tag{24}$$

$$\begin{cases}\left(y_{sk}-\dfrac{b}{2}\right)^n-ai_{tr\,k}y_{sk}-aH_{as,k}=0,\\ \left(y_{dk}-\dfrac{b}{2}\right)^n+ai_{tr,k}y_{dk}-aH_{as,k}=0,\ (k=0,1,\ldots,n_{ts})\ ;\end{cases} \tag{25}$$

$$z_{sk}=z_{fk}+H_{sk},\ z_{dk}=z_{fk}+H_{dk},\ (k=0,1,\ldots,n_{ts})\ ; \tag{26}$$

$$B_{tk}=y_{sk}+y_{dk},\ (k=0,1,\ldots,n_{ts})\ ; \tag{27}$$

$$A_{tk}=B_{tk}H_{as,k}-\frac{1}{n+1}(y_{sk}H_{sk}+y_{dk}H_{dk}),\ (k=0,1,\ldots,n_{ts}). \tag{28}$$

Les éléments de la fonction vectorielle $(2n_{ts}+4)$-dimensionelle $\mathbf{h}(\mathbf{x})$ sont représentés par les restrictions (5), (15) et

$$v_k-v_{\mathrm{adm}}\leqslant 0,\ (k=0,1,\ldots n_{ts}). \tag{29}$$

On poursuit la minimisation de la fonction objectif suivante :

$$f(\mathbf{x})=\frac{c_v}{3}\sum_{k=1}^{n_{ts}}(A_{t,k-1}+A_{tk}+\sqrt{A_{t,k-1}A_{tk}})(x_k-x_{k-1})+$$
$$+\frac{c_s}{2}\sum_{k=1}^{n_{ts}}(B_{t,k-1}+B_{tk})(x_k-x_{k-1}). \tag{30}$$

La solution du problème d'optimisation ainsi formulé consiste dans la détermination du vecteur $\mathbf{x}^*$ pour qui $f(\mathbf{x}^*)=\min f(\mathbf{x})$.

### 3. Le programme de calcul automatique

En utilisant le modèle mathématique exposé dans le paragraphe précedent, on a formulé le programme de cal ul automatique CANOPTIM pour le quel on indique la schéma-bloc (Fig. 3).

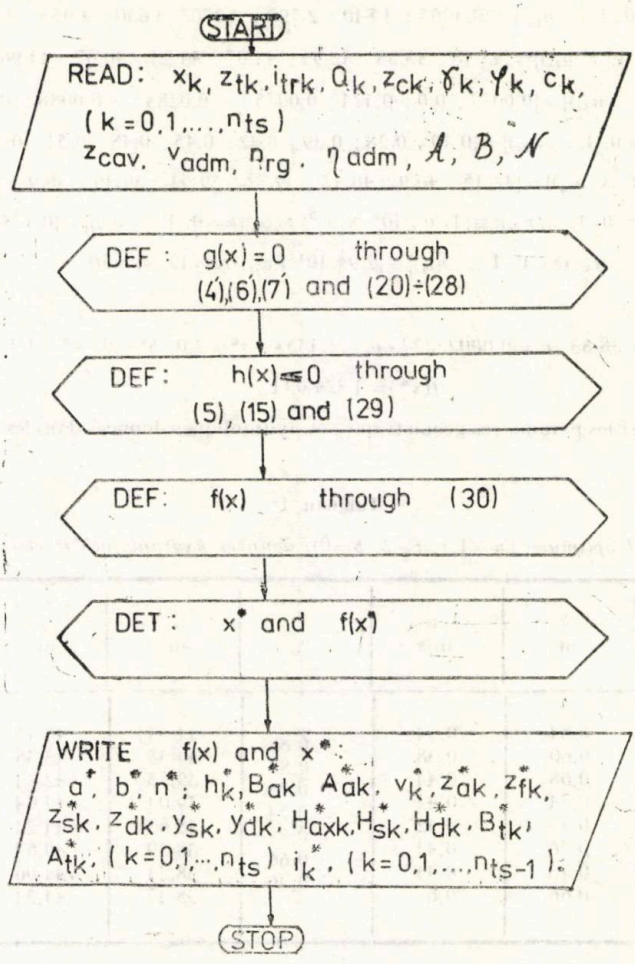



Fig. 3. — Schéma bloc du programme CANOPTIM 1.

Le programme contient la sousroutine OPTIMD, qui détermine le vecteur optimum x* par un procédé de recherche directe de l'optimum de la fonction objectif.

Le modèle mathématique et le programme de calcul ont été testés par le calcul optimal d'un canal de dessèchement, avec les valeurs numériques ci-dessous pour les données d'entrée ;

$$\mathcal{A} = \left\{a \mid a = 0{,}025\left(\left[\frac{a_{\min}}{0{,}025}\right] + j\right),\ (j = 1, 2, \ldots)\right\};$$

$$\mathcal{B} = \{b \mid b = 0{,}5j,\ (j = 0, 1, 2, \ldots)\} \cup \{0{,}6\ ;\ 0{,}8\ ;\ 1{,}2\};$$

$$\mathcal{N} = \left\{n \mid n = \frac{j+1}{j},\ (j = 1, 2, \ldots, 8\right\} \cup \{1\});$$

$n_{ts} = 7$ ; $v_{adm} = 0{,}6$ ; $n_{rg} = 0{,}0275$ ; $z_{cav} = 38{,}82$ ; $\eta_{adm} = 1{,}2$ ;

$\{x_k|(k=0,\ 1,\ ...,\ n_{ts})\}=\{0,1095\ ;\ 1\,810\ ;\ 2\,790\ ;\ 3\,270\ ;\ 3\,630\ ;\ 4\,055\ ;\ 4\,210\}$ ;

$\{z_{tk}|(k=0,\ 1,\ ...,\ n_{ts})\}=\{43,18\ ;\ 43,38\ ;\ 42,91\ ;\ 41,07\ ;\ 41,21\ ;\ 40,07\ ;\ 41,96\ ;\ 41,03\}$ ;

$\{i_{trk}|(k=0,\ 1,\ ...,\ n_{ts})\}=\{0,0077\ ;\ 0,0\ ;\ 0,121\ ;\ 0,0075\ ;\ -0,0283\ ;\ -0,0088\ ;\ 0,0\ ;\ 0.0155\}$ ;

$\{Q_k|(k=0,\ 1,\ ...,\ n_{ts})\}=\{0,19\ ;\ 0,28\ ;\ 0,39\ ;\ 0,42\ ;\ 0,45\ ;\ 0,48\ ;\ 0,51\ ;\ 0,53\}$ ;

$\{z_{ck}|(k=0,\ 1,\ ...,\ n_{ts})\}=\{42,15\ ;\ 40,9\ ;\ 40,47\ ;\ 39,72\ ;\ 39,42\ ;\ 39,19\ ;\ 38,9\ ;\ 38,85\}$ ;

$\{\gamma_k|(k=0,\ 1,\ ...,\ n_{ts})\}\in\{1,76\ .\ 10^4\ \mathrm{Nm^{-3}}\}$ ; $\{\varphi_h|(k=0,\ 1,\ ...,\ n_{ts})\}=\{0,1745\}$ ;

$\{c_k|(k=0,\ 1,\ ...,\ n_{ts})\}\in\{2,94.10^4\ \mathrm{Pa}\}$ ; $c_t=19,\ c_s=10.$

On obtient :

$z_{an}=38,83,\ r_a=0,00023227,\ p_a=1,1353\ ;\ a^*=2,0,\ b^*=0,\ n^*=1,1\ ;$

$f(\mathbf{x}^*)=1\,324\,091$

et les valeurs pour les paramètres géometriques et hydrauliques données dans les Tableaux 1 et 2

**Tableau 1**

*Le canal à profil optimum ($n=1,1$, $a=2$, $b=0$); données hydrauliques et cotes caractéristiques*

| Nr. de la section | $h$ m | $v$ m/s | $i$ % | $z_f$ m | $z_d$ m | $z_s$ m |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0,51 | 0,34 | 0,88 | 41,34 | 43,15 | 43,21 |
| 1 | 0,60 | 0,38 | 0,88 | 40,38 | 43,38 | 43,38 |
| 2 | 0,68 | 0,41 | 0,76 | 39,75 | 42,34 | 43,75 |
| 3 | 0,71 | 0,42 | 0,74 | 39,01 | 41,04 | 41,10 |
| 4 | 0,73 | 0,42 | 0,72 | 38,65 | 41,21 | 41,21 |
| 5 | 0,76 | 0,41 | 0,66 | 38,39 | 40,63 | 40,78 |
| 6 | 0,73 | 0,41 | −0,39 | 38,11 | 41,96 | 41,96 |
| 7 | 0,66 | 0,6 | | 38,17 | 41,21 | 41,39 |

**Tableau 2**

*Le canal à profil optimum ($n=1,1$, $a=2$, $b=0$) ; les paramètres constructifs caractéristiques*

| Nr. de la section | $D_{cumul.}$ m | $H_{ax}$ m | $H_d$ m | $H_s$ m | $B_t$ m | $A_t$ m$^2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 1,84 | 1,81 | 1,87 | 6,54 | 6,3 |
| 1 | 1 095 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 10,20 | 16,02 |
| 2 | 1 810 | 3,16 | 2,59 | 4,02 | 11,11 | 18,47 |
| 3 | 2 790 | 2,06 | 2,03 | 2,03 | 7,24 | 7,82 |
| 4 | 3 270 | 2,56 | 2,56 | 2,65 | 8,82 | 11,84 |
| 5 | 3 630 | 2,31 | 2,24 | 2,39 | 8,06 | 3,75 |
| 6 | 4 055 | 3,85 | 3,85 | 3,85 | 12,80 | 25,8 |
| 7 | 4 210 | 3,13 | 3,22 | 3,04 | 10,60 | 17,37 |

Par rapport à la solution classique, qui utilise seulement une section transversale trapezoïdale ($n=1$ et $a=m=2$), pour la quelle a résulté $b=0,5$ m, on a obtenu la diminution du volume des terrassements (avec 12%) aussi que de la surface de l'emprise du canal (avec 15%).

**Notations**

$A_t$ — la surface de la section transversale du canal ;
$B_t$ — la distance entre les rives ;
$c_s$ — le prix de l'élimination du circuit économique de l'unité de surface ;
$c_v$ — le prix de l'unité de volume du terrassement ;
$H_{ax}$, $H_d$, $H_s$ — la profondeur dans l'axe du canal, respectivement envers les rives droite ou gauche ;
$i_{tr}$ — la pente du terrain en direction transversale à l'axe du canal ;
$x$ — la coordonné spatiale considérée selon le projet en plan horizontal de l'axe du canal avec $x_k=x$ en section $k$ et $x_n=x_k$ pour $k=n_{ts}$ ;
$y_d$, $y_s$ — la distance de l'axe du canal jusqu'à la rive droite, respectivement gauche ;
$z_a$ — la cote de la surface libre de l'eau ;
$z_d$, $z_s$ — la cote de la rive droite, respectivement gauche, du canal ;
$z_f$ — la cote du talweg (le fond du canal) ;
$q(x)$ — la donnée $q$ dans la section précisée par la coordonné $x$ ;
$q_k$ — la donnée $q$ dans la section $k$, $(q_k=q_k(x_k))$.

*Reçue le 27 mars 1987*

*Institut Polytechnique, Jassy,*
*Chaire de Hydraulique et Améliorations Foncières*

## BIBLIOGRAPHIE

1. Popescu Șt., Alexandrescu O., Leu D., Burduja C., *Contribuții la calculul hidraulic al canalelor cu profil parabolic.* Hidrotehnica, *6* (1987).
2. Dron A., *Geotehnica pentru hidroameliorații.* Ed. Ceres, Buc., 1984.
3. Киселев П. Г., *Гидравлика. Основы механика жидкости.* ГЭИ, М.-Л., 1963.

## MODEL MATEMATIC ȘI PROGRAM DE CALCUL PENTRU OPTIMIZAREA TEHNICO-ECONOMICĂ A CANALELOR EXECUTATE ÎN DEBLEU ÎN TERENURI COEZIVE

(Rezumat)

Se propune un model matematic original pentru dimensionarea canalelor cu secțiune trapezo-parabolică în regim permanent gradual variat, apoi se formulează și se rezolvă, în cadrul programării matematice neliniare, o problemă de optimizare a acestor canale. Soluția optimă astfel obținută permite reducerea substanțială atît a volumului de terasamente cît și a ariei amprizei canalului.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

УДК 626.8

# К ВОПРОСУ О ТЕХНОЛОГИИ УЛУЧШЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ДРЕНАЖА ТЯЖЕЛЫХ ГЛИНИСТЫХ ПОЧВ С ИЗБЫТОЧНЫМ УВЛАЖНЕНИЕМ (ОТНОСИТЕЛЬНО ПОЙМЫ РЕКИ ПРУТ)

ЕФТИМИЕ НИЦЕСКУ, Г. МИХЭИЛЭ, ДОБРИКЭ ЛЕУ и СТЕЛИАНА ТОМА

## 1. Введение

Переход к интенсивному сельскому хозяйству требует, как предусмотрено в документах XIII-го съезда Румынской Коммунистической Партии, улучшения продуктивных свойств всех категорий почвы.

Гидромелиоративные работы будут охватывать в 1990 году 5,5 млн. орошаемых и 5,53 млн. осушаемых гектаров.

Один из вопросов, который необходимо быстро решить, это устранение временного избыточного увлажнения на поверхности земли, охватывающего 4,2 млн. га, т. е. 17% территории страны. Причиной избыточного увлажнения служат осадки, тесно связанные с характером почв, на которые они падают. Глинистые почвы, имеющие тонкую текстуру, характеризуются слабой водопроницаемостью ; они трудно дренируемы из-за капиллярной воды, часто извбыточной с точки зрения потребностей растений. Эта вода не может быть устранена из почвы гравитационным способом, т.е. посредством дренажных систем. В этом случае гидромелиоративные работы по осушению—дренажу имеют низкую эффективность.

Для иллюстрации данной ситуации в рис. 1 обозначается варьирование фильтрационной скорости при ирригации глинистой почвы под пастбище, содержащей свыше 50% глины (эксперимент проводили над почвой реки Прут). Легко заметить, что если в начале фильтрационная скорость составляла 10 мм/сутки, то в дальнейшем она резко уменьшается по мере увлажнения почвы; после использования 600 м$^3$ воды/га почва фильтрирует лишь 1 мм водного слоя/сутки, т. е. практически она становится водонепроницаемой. Поливная вода, подаваемая с одинаковой интенсивностью, в оросительную систему, начинает поэтому настаиваться на поверхности земли скоро после применения первых поливов.

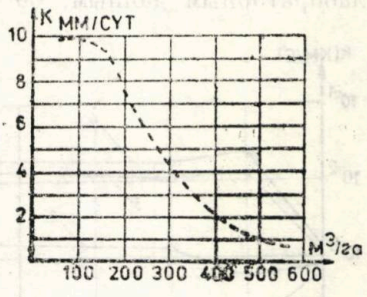



Рис. 1. — Вариация фильтрационной скорости $K$ на глинистой почве (пойма реки Прут).

Данное явление заметно также при сильных или продолжительных осадках и его общей причиной является *гонфляция* минерально-глинистых частиц, в частности монтмориллонита и иллита, которые сильно расширяются под влиянием увлажнения. В результате уменьшается диаметр пор и происходит даже полное их закрывание.

Надо уточнить, что эксперимент был проведен над почвой с природной структурой, используемой как пастбище, и следовательно, лишенной рыхления посредством сельскохозяйственных работ. Применение на такой почве оросительных поливов с интен-

сивностью 6 ... 8 мм водного слоя/час путём поливки дождеванием значительно превышает инфильтрационную способность этой почвы и поэтому скоро появляется избыточное увлажнение.

Устранение этого отрицательного гидрофизического свойства почвы, т. е. пониженной водопроницаемости, осуществляется в современной гидромелиоративной технике путём проведения работ по глубокому рыхлению механическими средствами. Накопленный опыт показал однако, что эти работы неустойчивы во времени, и через 2...3 года их надо возобновить. Частое возобновление работ по глубокому рыхлению для более 4 млн. га, нуждающихся в них, стоит очень дорого, особенно с точки зрения расхода горючего.

Кроме того, было отмечено, что гидрофизические свойства некоторых почв — со слабой структурой или бесструктурных — ухудшаются в результате глубокого рыхления.

Авторы данной работы ставили себе задачу улучшить используемую в настоящее время технологию, имеющую недостатки относительно: а) продолжительности эффекта рыхления; б) ослабления структуры почвы.

Наши усилия были направлены на реализацию технологического переноса, т. е. на разработку механико-химической технологии в целях увеличения водопроницаемости тяжелых почв.

Были использованы химические вещества, которые, внесённые в почву одновременно с её глубоким рыхлением, обеспечивают улучшение структуры почвы и увеличение продолжительности эффекта рыхления.

## 2. Экспериментальные данные

Учитывая ионнообменные свойства туфов [1], проводилась обработка тяжелых, глинистых почв вулканическим туфом.

Использовался вулканический туф типа Мыршит, содержащий 3...4% CaO и богатый клиноптилолитом в классической форме.

Образцы грунта, взятые в пойме реки Прут, содержали, согласно лабораторным данным, 60% глины. По сравнению с необработанной пробой—свидетелем изучалось влияние обработки грунта данного типа вулканическим туфом, молотым и равномерно смешанным с пробой почвы в дозах, которые соответствовали бы в природных условиях норме 10, 20 и 40 тонн туфа /га. Надо уточнить, что все обработанные пробы грунта имели нарушенную структуру в результате рыхления и в этом виде земля была введена в пермеаметры в целях изучения фильтрационной скорости.

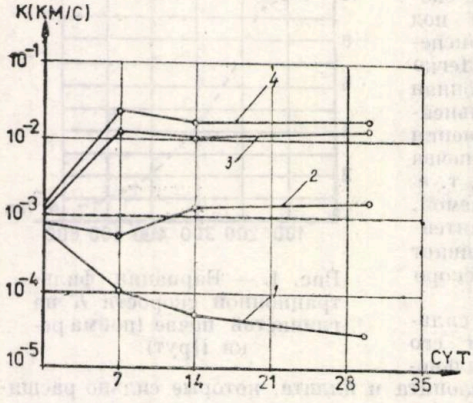



Рис. 2. — Вариация фильтрационной скорости $K$ в пробах почвы, обработанной туфом: *1* — свидетель ; *2*—10 м/га туфа; *3*—20 м/га туфа; *4*—40 т/га туфа.

Если первоначально все пробы, в том числе и проба—свидетель, имели почти одинаковую фильтрационную скорость, а именно в среднем $10^{-3}$ см/сек, то в результате повторных процессов увлажнения— дре-

нажа на протяжении 7 суток фильтрационные скорости стали дифференцироваться следующим образом (рис. 2) :

а) для пробы — свидетеля фильтрационная скорость уменьшалась в 10 раз (с $10^{-3}$ см/сек до $10^{-4}$ см/сек);

б) для пробы почвы, обработанной 10 м туфа/га, фильтрационная скорость изменилась незначительно, а это означает, что процесс осадки почвы и совпровождающее его снижение водопроницаемости тоже были незначительны ;

в) для проб, обработанных 20 и соответственно 40 м туфа/га, фильтрационная скорость не только не уменьшилась, но наоборот, она возросла в 10 раз по сравнению с исходным состоянием ; так как степень рыхлости почвы не могла возрастать, увеличение фильтрационной скорости следует объяснить как результат коагуляции коллоидальной глины почвы обменными ионами туфа.

Через 14 дней, когда измерения повторялись, изменения фильтрационной скорости оказались незначительными по сравнению с предыдущими, за исключением пробы — свидетеля, у которой фильтрационная скорость постепенно снизилась. Поэтому последующие измерения проводились через 30 дней и на их основе можно было формулировать следующие выводы :

а) фильтрационная скорость пробы —свидетеля постоянно снижается до $5{,}2 \cdot 10^{-5}$ см/сек, приближаясь к величине фильтрационной скорости этой почвы в природных условиях, без рыхления; эти данные подтверждают практические результаты сельскохозяйственного производства, а именно то факт, что влияние механического рыхления этих почв ослабевает за относительно короткое время ;

б) для всех обработанных проб почвы фильтрационная скорость (табл. 1) изменилась незначительно, проявляя однако тенденцию к небольшому повышению, по-видимому, в результате медленного, но постоянного обмена каптонами между почвой и туфом, введ нным в неё ;

**Таблица 1**

*Изменение фильтрационной скорости почвы, обработанной туфом*

| № | Проба | Фильтрационная скорость, $K$, [см/сек] | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Первонач ально | Через 7 дней | Через 14 дней | Через 30 дней |
| 1 | Проба – свидетель | $8{,}0 \cdot 10^{-4}$ | $0{,}6 \cdot 10^{-4}$ | $7{,}3 \cdot 10^{-5}$ | $4{,}6 \cdot 10^{-5}$ |
| 2 | Почва + 10 м/га | $9{,}1 \cdot 10^{-4}$ | $7{,}5 \cdot 10^{-4}$ | $1{,}2 \cdot 10^{-3}$ | $2{,}0 \cdot 10^{-3}$ |
| 3 | Почва + 20 м/га | $0{,}45 \cdot 10^{-3}$ | $1{,}25 \cdot 10^{-2}$ | $0{,}4 \cdot 10^{-2}$ | $1{,}6 \cdot 10^{-2}$ |
| 4 | Почва + 40 м/га | $13 \cdot 10^{-3}$ | $3{,}8 \cdot 10^{-2}$ | $2{,}5 \cdot 10^{-2}$ | $3{,}1 \cdot 10^{-2}$ |

в) между пробой, обработанной 20 м туфа, и почвой, обработанной 40 м туфа, различия удельной проводимости $K$ небольшие, а этот факт позволяет нам заключить, что доза туфа, внес нная в почву данного типа, не должна превышать 20 м/га.

В целях уменьшения дозы туфа была проведена новая серия опытов по обработке земли суспензией туфа в растворе соляной кислоты (в концентрации 1, 3 и 5%). Использованная доза туфа составляла 10 м/га и она способствовала стабилизации рыхлой почвы (см. выше), но не привела к повышению фильтрационной скорости. Были учтены однако повреждение туфа HCl и более быстрое обогащение обменными ионами раствора, которым обрабатывается земля.

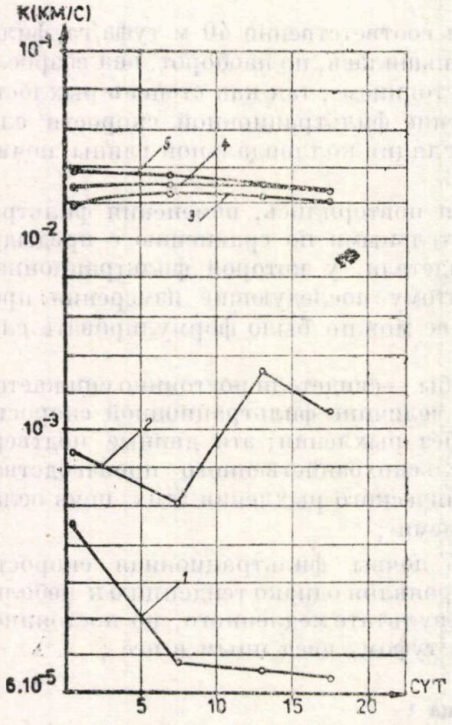



Рис. 3. — Вариация фильтрационной скорости $K$ в пробах, обработанных суспензией туфа в растворе HCl(1; 3; 5%): *1*—свидетель; *2*—простой туф; *3*—туф + HCl (1%); *4*—туф + HCl (3%); *5*—туф + HCl (5%).

Была использована та же экспериментальная технология, о которой шла речь выше. Результаты повторных измерений, проведённых за определенные сроки, представлены в рис. 3.

Обсуждение экспериментальных данных :

а) для почвы, разрыхленной механическим путём и обработанной суспензией туфа в 1, 3 и 5% растворе HCl первоначально фильтрационная скорость увеличилась как по сравнению с пробой—свидетелем (в 200 раз), так и по сравнению с почвой, обработанной только туфом (в 20 раз) при одинаковой дозе 10 м туфа/га; обработанная таким способом земля переходит в категорию почв с хорошей и очень хорошей водопроницаемостью ;

б) влияние концентрации раствора (1, 3 и 5%) незначительно, водопроницаемость обработанных проб земли будучи при этом очень близкой по своей величине.

## 3. Выводы

1. Водопроницаемость тяжелых, глинистых почв можно резко увеличить путём их обработки туфом. Рекомендуемая доза для исследуемой нами почвы составляет 20 м/га.

2. Для земли, обработанной туфом, уменьшается или полностью исчезает процесс осадки (уплотнения), появляющийся в результате циклов увлажнения — дренажа. Этот факт играет важную роль в сохранении действия глубокого рыхления, осуществляемого на этих почвах.

3. Водопроницаемость увеличивается в 20 раз при введении туфа в 10% растворе HCl.

В качестве полевой экспериментальной технологии мы прелагаем приспособление поливной установки, используемой в плодоводстве, к МАЗ-80.

*Поступила 2 февраля 1985 г.*

*Яский политехнический институт,*
*Кафедра гидравлики и мелиораций*

ЛИТЕРАТУРА

1. Mihăilă Gh., Niţescu E., *On Utilization of Volcanic Tuffs as Hydroameliorative Agents for High Saline Soils.* Межд. науч. конф. SLOVZEO'84, Vysoké Tatry, 2, 157–162.

## ASUPRA TEHNOLOGIEI DE AMELIORARE A CARACTERISTICILOR DE DRENAJ ALE TERENURILOR GRELE, ARGILOASE, CU EXCES DE UMIDITATE (CU REFERIRE LA LUNCA RÎULUI PRUT)

(Rezumat)

Capacitatea practic nulă de infiltraţie a apei din precipitaţii, dar şi a apei de irigaţie, pe solurile grele, foarte argiloase, cum este cazul terenurilor din Nord-Estul ţării (lunca rîului Prut) ridică problema îmbunătăţirii caracteristicilor lor de drenaj.

Metoda afînării mecanice în scopul permeabilizării are un efect de scurtă durată, iar pe solurile cu structură slabă, cum sînt cele de luncă, afînarea poate conduce chiar la înrăutăţirea ulterioară a condiţiilor de drenaj.

Se prezintă rezultatele experimentale ale ameliorării caracteristicilor de drenaj prin folosirea de chimio-amelioratori, care se introduc în sol odată cu afînarea mecanică în scopul îmbunătăţirii structurii solului şi menţinerii efectului afînării. Se prezintă două soluţii de tratare şi corelaţiile doză chimio-ameliorator — conductivitate hidraulică, funcţie de timpul scurs de la tratare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 621.64 : 631.6

# CONTRIBUTIONS CONCERNING SOME DIMENSIONS HYDRAULIC ELEMENTS OF THE LATERAL LINES

BY

M. LUCA

## 1. Introduction

In the watering equipment of the trickle irrigation systems as materials volume and cost is due to lateral lines. The optimum dimension of these pipes imposes the knowledge of some hydraulic characteristics such as : transport capacity, total, linear and local head losses, roughness, etc. A special importance has the exact knowledge of the total head losses which exert a preponderant influence upon flows distribution uniformity. The total head losses at the lateral lines are modified by the monting manner of the emitter which presents a various constructive scale and monting different distances. The use of some values, equations and diagrams improper to lateral lines without taking into account the influence of all factors, determine the super- or subdimension of hydraulic parameters. The tolerances imposed to flow variation and pressure at the trickle irrigation necessitates a judicious hydraulic calculation which has to take into account the most veridical calculus data obtained by research process. These considerations have conducted to the necessity of the experimental determinations of the lateral lines hydraulic characteristics, especially concerning monting emitters influence upon the total friction drops. Therefore during a first stage they calculated and performed a series of trickle irrigation systems having lateral lines with spiral microtube emitters, the experiments axing both on the monting influence and monting distance upon the total head losses.

## 2. Hydraulic Considerations

The lateral lines in the majority of cases are performed of low density polyetilen tubes (PEld) with nominal diameters (external) $D_n = 16 \ldots 35$ mm and internal diameters $D_i = 12 \ldots 26$ mm. In the hydraulic considerations the lateral lines runs in a turbulent flow regime where depending on the rugosity can work in the smooth zone, $\lambda = f(\mathcal{R}_e)$ and in transition one, $\lambda = f(\mathcal{R}_e, k/D)$.

The emitters are monted axially or laterally on the lateral line. Penetrating in the water flow the emitters produce local running perturbations

modifying speeds and pressures distribution, increasing in this way total head loss. The head loss is calculated with relations :

$$(1) \qquad h_r = h_d + \sum h_l \quad \text{or} \quad (2)\ h_r = f(\lambda, \zeta),$$

where : $h_r$ is the (total) loss of head ; $h_d$ — the head distributed loss ; $h_l$ — the local head loss ; $\lambda$ — resistent distributed coefficient ; $\zeta$ — resistent local coefficient. Relation (1) is true when between local flow perturbation is respected the stabilization distance of the speed profile. On the contrary it must take into consideration the reciprocal influence of the different disturbing elements, taking in calculation a total head loss ($h_t$) [3]. The stabilization length depends on the running regime, which in a turbulent one, is determined according to equations :

$$(3) \qquad l_s = (30 \ldots 50) D_i \ [3] ; \quad (4)\ \frac{l_s}{D_i} = \frac{1.2}{50\sqrt{\lambda}} \ [1].$$

The calculus relations, easy to be used, of engineering type, are the monome power equations which for those two running zones specifical to plastic pipes have the following form :

a) smooth zone

$$(5) \qquad \lambda = a\mathcal{R}e^b ;$$

b) transition zone

$$(6) \qquad \lambda = a\mathcal{R}e^b \left(\frac{k}{D}\right)^c,$$

where $a$, $b$, $c$ coefficients are determined by statistical processing of the experimental results. In practical calculations they also use relations that take into consideration the hydraulic slope determined by experimental data processing for a certain diameter or a scale of diameters [2] :

$$(7) \qquad J = \frac{x_1 Q^y}{D^{3+y}} \quad \text{or} \quad (8)\ J = xQ^y$$

For the smooth turbulence zone equation transformation (8) under (5) is performed by coefficients calculation $a$, $b$, by respecting the homogenity condition, with relations [2] :

$$(9) \qquad b = y - 2, \qquad (10)\ a = \frac{xgD^5\pi^2}{8}\left(\frac{4}{\pi D\nu}\right)^{-b}.$$

The taking into consideration of the local head losses due to emitters monting it can be realized using an equation of form (5) or (8) by introducing a multiplication coefficient $\alpha$ :

$$(11) \qquad \lambda' = \alpha_1 \lambda_0, \text{ or } (12)\ J' = \alpha J_0,$$

where $\lambda_0$ and $J_0$ correspond to the situation when the line does not present head local losses.

### 3. The Experimental Technics

The hydraulic slope and $\lambda$ coefficient are determined by experimental measurement of the loss of pressure $\Delta h$ on a length $l$ of line (Fig. 1). The experimental line of studied lateral lines is supplied with constant pressure through line $A$ and supply valve $R_1$. On the lengths $l_1$ and $l_2$, by means of differential manometers $M_1$ and $M_2$, they measured total head losses

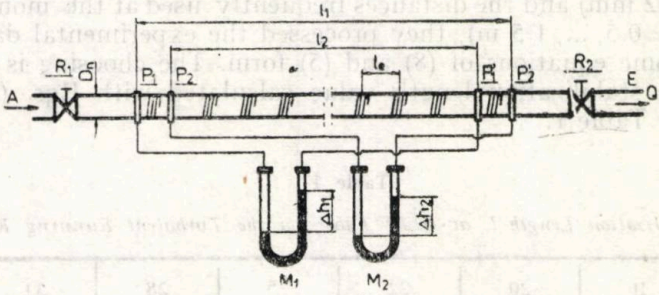



Fig. 1. — Experimental installation scheme.

$\Delta h_1$ and $\Delta h_2$. The determinations were performed on two lengths for obtaining a permanent control upon correctness of experimental values. Simultaneously with head losses measurements in downstream on line $E$ was determined flow $Q$ using the volumetric method. In the same time was measured the temperature of water.

Relations :

$$(13) \qquad J_1' = \frac{\Delta h_1}{l_1}, \qquad (14) \qquad J_2' = \frac{\Delta h_2}{l_2},$$

have represented total unitary of the head losses (distributed and local ones). From primary experimental results ($Q_i$, $J_i$, $D_i$, $T_i$) are determined the values pairs ($\lambda_i'$, $\mathcal{R}e_i$) with relations [2] :

$$(15) \qquad \lambda' = \frac{\pi^2 g D^5 J_i'}{8 Q_i^2}, \qquad (16) \qquad \mathcal{R}e_i = \frac{4 Q_i}{\pi D \nu_i},$$

where $\nu_i$ is the water cinematic viscosity.

The experiments were performed upon a pipe of PEld with $D_n = 20$ mm and $D_i = 16$ mm, on which were set up microline emitters with an external diameter $d_n = 2$ mm. The emitters were set up lateraly on the pipe in five distance variants, ($l_e = 2.0$ ; 1.5 ; 1.0 ; 0.5 ; 0.25 m ) according to monting distances met frequently in practice. At the beginning on the pipe they determined the head unitary distributed loss this one being considered as witness test, then they set up the emitters. The pipe diameter was determined by volumetrical way. The flows transited on the experimental pipe (they used several pipes of the some diameter on which was applied the research programme) had value of $(0.1, \ldots, 0.7) \times 10$ m³/s, for which correspond numbers $\mathcal{R}e = 10\,000 \ldots 40\,000$. The verification of the zone in

which the pipe works was determined by criterion $v_*$ that asks for the smooth zone, $0 < v_* k/\nu < 5$, where :

$$v_* = \tfrac{1}{2}\sqrt{gDJ}. \tag{17}$$

## 4. The Experimental Results

Taking into consideration the small lateral lines diameters of PEld ($D_n = 16 \ldots 32$ mm) and the distances frequently used at the monting of the emitters ($l = 0.5, \ldots, 1.5$ m), they processed the experimental data in order to obtain some equations of (8) and (5) form. The choosing is also confirmed by the stabilization length value calculated with Eqs. (3), (4) and presented in Table 1.

**Table 1**

*Stabilization Length $l_e$ at PEld Tubes for the Turbulent Running Regime*

| $D_n$, [mm] | 16 | 20 | 22 | 25 | 28 | 31 | 35 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $D_i$, [mm] | 13.4 | 16.0 | 16.8 | 21.0 | 23.0 | 26.0 | 30.0 |
| $l_e$, [m] | 0.4 ... 0.7 | 0.5 ... 0.8 | 0.5 ... 0.9 | 0.7 ... 1.05 | 0.7 ... 1.15 | 0.8 ... 1.30 | 0.9 ... 1.50 |

It has been found that the stabilization length depend on diameter frames the emitters monting distance. By statistical mathematical processing they determined the coefficients $x$, $y$ and the monom power type adoption is also thoroughly confirmed by correlation coefficients values. For each monting distance resulted it has been obtained the following equations ($Q$ in l/s) :

$$\begin{aligned}
&\text{a) } l_e = 0 \text{ m} ; && J' = 1.365\, Q^{1.762} ; && r^2 = 0.997 , \text{ (witness)} ; \\
&\text{b) } l_e = 2.0 \text{ m} ; && J' = 1.424\, Q^{1.769} ; && r^2 = 0.996 ; \\
&\text{c) } l_e = 1.50 \text{ m} ; && J' = 1.512\, Q^{1.781} ; && r^2 = 0.987 ; \\
&\text{d) } l_e = 1.00 \text{ m} ; && J' = 1.586\, Q^{1.789} ; && r^2 = 0.991 ; \\
&\text{e) } l_e = 0.50 \text{ m} ; && J' = 1.923\, Q^{1.873} ; && r^2 = 0.995 ; \\
&\text{f) } l_e = 0.25 \text{ m} ; && J' = 2.001\, Q^{1.882} ; && r^2 = 0.989.
\end{aligned} \tag{18}$$

Analysing equations (18) it has been found the influence that the emitters produce upon the total head loss. In comparison with the witness, water power loss increases from 3% ($l = 2.0$ m) to 25% ($l = 0.5$ m), an aspect that must be taken into consideration at the hydraulic calculation. By comparative statistical processing of the results it has been obtained the correcting coefficients of the linear head loss $\alpha$ according to equation (12), presented in Table 2, together with the absolute errors ($e_\alpha$) and relative ones ($\delta_\alpha$) of calculation, for each monting distance ($l_e$). Generalising the results for various monting distances of the microline emitters on the lateral

line with $D_n$=20 mm and $Q$=0.15 ... 0.7 l/s, it has been obtained a calculation equation of the coefficient $\alpha$ of type :

$$\alpha = 1.137 - 0.133 \ln l_e, \quad (19)$$

with correlation coefficient value of 0.987 and with graphical representation in Fig. 2.

Table 2

*Correction Coefficients $\alpha_m$ (Medium Coefficient), Absolute Errors $e_\alpha$ and Relative Errors $\delta_\alpha$ for Monting Distances $l_e$*

| $l_e$, [m] | $\alpha_m$ | $e_\alpha$ | $\delta_\alpha$, [%] |
|---|---|---|---|
| 2.0 | 1.0359 | 0.00298 | 0.3 |
| 1.5 | 1.0868 | 0.08847 | 0.8 |
| 1.0 | 1.1310 | 0.01251 | 1.1 |
| 0.5 | 1.2593 | 0.05621 | 4.4 |
| 0.25 | 1.3029 | 0.06274 | 4.8 |

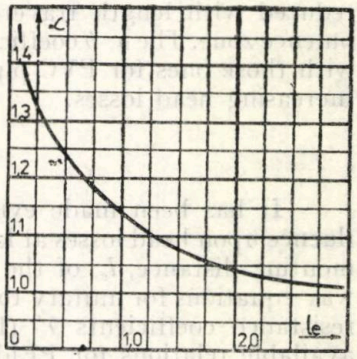



Fig. 2. — Correlation $\alpha = f(l_e)$ for PEld pipes with $D_n$= 20 mm.

Table 3

*Running Zone for PEld Pipes with D=20 mm with Emitters Monted at Distances $l_e$*

| $l_e$, [m] | $\mathcal{R}e$ | $Q$, [$10^3$ m$^3$/s] | $v_* k/\nu$ | Zone |
|---|---|---|---|---|
| w | $10^4$ ... $3\times10^4$<br>$4\times10^4$ | 0.15 ... 0.47<br>0.62 | 0.43 ... 4.80<br>6.15 | smooth<br>transition |
| 2.00 | $10^4$ ... $3\times10^4$<br>$4\times10^4$ | 0.15 ... 0.47<br>0.62 | 0.44 ... 4.80<br>6.20 | smooth<br>transition |
| 1.50 | $10^4$ ... $3\times10^4$<br>$4\times10^4$ | 0.15 ... 0.47<br>0.62 | 0.45 ... 4.9<br>6.40 | smooth<br>transition |
| 1.00 | $10^4$ ... $3\times10^4$<br>$4\times10^4$ | 0.15 ... 0.47<br>0.62 | 0.45 ... 5.00<br>6.5 | smooth<br>transition |
| 0.50 | $10^4$ ... $3\times10^4$<br>$4\times10^4$ | 0.15 ... 0.47<br>0.62 | 0.45 ... 5.40<br>7.10 | smooth<br>transition |
| 0.25 | $10^4$ ... $3\times10^4$<br>$4\times10^4$ | 0.15 ... 0.47<br>0.62 | 0.45 ... 5.50<br>7.20 | smooth<br>transition |

By means of relations (9) and (10) it has been got from (18) the total resistance $\lambda'$ coefficients calculation equations of type :

(20) a) $l_e$=0 m (witness), $\lambda' = 0.241\,\mathcal{R}e^{-0.238}$ ; $l_e$=2.0 m, $\lambda' = 0.233\,\mathcal{R}e^{-0.231}$;
c) $l_e$=1.50 m, $\lambda' = 0.217\,\mathcal{R}e^{-0.219}$; d) $l_e$=1.0 m, $\lambda' = 0.208\,\mathcal{R}e^{-0.211}$ ;
e) $l_e$=0.50 m, $\lambda' = 0.100\,\mathcal{R}e^{-0.127}$ ; f) $l_e$=0.25 m, $\lambda' = 0.094\,\mathcal{R}e^{-0.118}$.

For a measure roughness and accepted by norms, $k=0.05$ mm, according to criterion $v_*$ (s. Eq. (17)) it has been resulted the running situation in smooth hydraulic turbulence zone for a flows series $Q=0.1 \ldots 0.7$ l/s (Table 3). For reduced monting distance values ($l_e=0.25$ m ; 0.50 m) it has been found the emitters influence by smooth zone limitation at $\mathcal{R}e \cong \cong 3.5\times10^4$ and flows $Q\cong0.5 \ldots 0.6$ l/s. However, it must be mentioned that these pipes work with uniform distributed flow, the flow value being reduced with length traversed and lateral line running in smooth turbulence zone. The $a$, $b$ coefficients values from equations (20) are comparable with those ones for PVC pipes. The emitters work with a macro roughness increasing head losses.

## 5. Conclusions

It has been made evident, experimentally, the emitters monting influence upon head losses at lateral line for trickle irrigation. Depending on the monting distance, $l_e$, of the emitters it has been obtained, by experimental way equations for unitary total head losses, expressed by equations (18) or resistance coefficients $\lambda'$ (Eq. 20), that includes the emitters influence, available relations for PEld pipes with $D_n=20$ mm ($D_i=16$ mm).

For any monting distance of the emitters on a PEld lateral line with $D_i=16$ mm, it can be used equation (19) which permits to obtain the correcting coefficient $\alpha$, used at the total unitary head losses calculation according to equation (12).

Analysing the obtained results, it has been found that microline emitters produce head losses increasing on the lateral line with 3% ... 25% depending on the monting distance.

*Received, March 30, 1987*

*Polytechnic Institute, Jassy*
*Department of Hydraulics and Land Reclamation*

REFERENCES

1. Алтшул А. Д., *Гидравлическая сопротивления*. Изд. Недра, М., 1982.
2. Blidaru E., Bartha I., Luca M., *Determinarea coeficienţilor λ pentru conductele reţelelor de irigaţii*. Bul. Inst., polit., Iaşi, **XXV(XXIX)**, *1—4*, s. VI (1979).
3. Чугаев Р. Р., *Гидравлика*. Энергоиздат, Ленинград, 1982.
4. Idelcik I.E., *Îndrumător pentru calculul rezistenţelor hidraulice*, (transl. from Russian). Ed. Tehn., Buc., 1984.

CONTRIBUŢII PRIVIND UNELE ELEMENTE HIDRAULICE DE DIMENSIONARE ALE CONDUCTELOR DE UDARE

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele cercetărilor privind determinarea, pe cale experimentală, a unor parametri de proiectare pentru conductele de udare folosite la irigaţia prin picurare. Prin cercetări de laborator s-au obţinut relaţii de calcul a pierderilor de sarcină totale unitare pe conductele de udare, ce iau în considerare şi pierderea de sarcină introdusă de picurător prin montajul acestuia, la diverse distanţe, $l_e$. Relaţiile obţinute sînt accesibile în calculele de proiectare, datorită formei lor, tip monom ($J'=xQ^y$ şi $\lambda'=a\mathcal{R}_e^b$). Prin prelucrarea datelor a rezultat un coeficient de corecţie ($\alpha$) a pierderilor de sarcină unitare liniare ($J_0$) de forma $J'=\alpha J_0$.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 627·1

# SUR L'APPLICATION DE QUELQUES FORMULES QUI N'UTILISENT PAS LE COEFFICIENT DE RUGOSITÉ À LA DÉTERMINATION DES VITESSES MOYENNES DANS LES LITS NATURELS

PAR

VIOREL TOBOLCEA et I. SÂRBU

## 1. Considérations générales sur les formules de la vitesse

Selon ce qu'on sait, la formule à la C h é z y :

$$v = C R^{0,5} i^{0,5} \tag{1}$$

comprend en tant qu'élément d'incertitude, le coefficient de résistance hydraulique $C$ qui conformément aux expériences effectuées par D a r c y et B a s i n, prend la forme générale

$$C = f(R, n), \tag{2}$$

où : $R$ est le rayon hydraulique ; $n$ — le coefficient de rugosité.

Les différentes formules de type C h é z y élaborées par divers auteurs ont contribué pratiquement seulement à solutionner le problème de la détermination de la vitesse dans les sections de rugosité connue (conduits, canaux, etc.), mais sans résoudre le problème pour les lits naturels des cours d'eau.

Dans le cas des rivières, la difficulté principale survient au choix du coefficient de rugosité, ce qui est le résultat de l'action complexe des facteurs variables. Dans ce but B a s i n montre seulement que dans le cas des rivières, le coefficient de rugosité „est très variable, au-dessus de 1,30", mais G a n q u i l l e t et K u t t e r établissent un tableau avec les coefficients de rugosité pour les rivières, cependant son application est assez difficile. Même dans le tableau relativement utile de S t r y b n i on trouve une catégorie de lits définie comme „en ayant les caractéristiques analogues avec celles de la catégorie précédente" bien que la valeur du coefficient de rugosité diffère au-delà de 30%.

S t r i c k e l, à l'aide de la formule G a u c k l e r-M a n n i n g :

$$V = \frac{1}{n} R^{0,667} i^{0,5}, \tag{3}$$

exprime le coefficient $n$ en fonction de la rugosité absolue $\Delta$ :

$$n = \frac{\Delta^{1/6}}{21,1}, \tag{4}$$

en obtenant une extension de l'application des formules de type C h é z y aux lits constitués par les graviers de grandeurs différentes; en même temps il n'a pas réussi à résoudre intégralement le problème de la détermination de la vitesse dans le cas des lits érodables.

Mais, en admettant la validité de la méthode S t r i c k l e r (à l'exception des pentes très petites), son application dans le cas des alluvions partiellements entraînées est possible seulement compte tenu du lien qui existe entre la pente et la profondeur d'une part et le mouve-

ment des alluvions d'autre part. Par conséquent, il est plus raisonnable d'exprimer la relation entre les éléments des cours d'eau (pente, profondeur) et les conditions d'écoulement par une seule relation de la forme :

$$V=f(R, i), \tag{5}$$

où on ne trouve pas le terme intermédiaire, $n$, qu'on peut denommer comme une formule qui n'utilise pas le coefficient de rugosité.

Contre ce type des formules se sont soulevées certaines objections, partiellement justes, ce qui montre que la précision des formules de type (5) est limitée, à savoir : a) le domaine d'application des formules de type (5) se limite aux cas dans lesquels il n'y a pas des conditions correspondantes pour l'application de la formule à la C h é z y; b) les formules de type (5) s'appliquent exclusivement aux lits naturels érodables; c) on peut appliquer ce type de formules seulement dans le cas des conditions normales pour la rivière respective ; donc, on ne peut pas appliquer ces formules dans les zones où le cours d'eau est empêché de former le lit alluvionnaire correspondant de la force motrice.

Dans ce qui suit on compare entre elles les formules les plus connues de type (5).

## 2. Formules usuelles qui n'utilisent pas le coefficient de rugosité

Les formules qui n'utilisent le coefficient de rugosité ont été établies compte tenu d'un très grand nombre de mesures aux lits larges d'un petite profondeur par rapport à la largeur, de telle façon qu'on puisse considérer que le rayon hydraulique est approximativement égal avec la profondeur moyenne.

a) Formules H e r m a n e k :

(6) pour $R \leqslant 1{,}50$ m ; $V=30{,}7\,Ri^{0,5}$ ; (6') pour $R>1{,}50$ m ; $V=34\,R^{0,75}i^{0,5}$;

elle ont été déduites d'un nombre de 800 mesures et sont valables pour une profondeur plus grande que 3 m.

b) Formule M a t a k i e w i c z :

$$V=\frac{116\,i^{0,493+10\,i}}{2{,}2+R^{0,67+(0{,}15/R^2)}}\,R, \tag{7}$$

a à la base un nombre plus petit des mesures, choisies et verifiées par l'auteur.

c) Formules G r ö g e r :

(8) pour $R \leqslant 2$ m ; $V=23{,}781\,R^{0,776}\,i^{0,458}$; (8') pour $R>2$ m ; $V=22{,}21\,R^{0,580}i^{0,430}$;

ont été déterminées après des mesures qui renferment quelques unes de celles utilisés par les auteurs ci-dessous et ont les limites d'application suivantes : a) largeur du plan d'eau $>$ 10 m ; b) profondeur moyenne $R > 0{,}20$ m ; c) pente maximum $5^0/_{00}$.

d) Formule W i n k e l :

$$V=R^{0,714}(185\,i^{0,571}-210\,i^{0,642}); \tag{9}$$

est recommandée seulement pour $i<6^0/_{00}$ ; au-dessus de cette valeur les erreurs possibles augmentent.

e) Formule S c h ä f e r :

$$V=R^{0,75}(1\,000i)^{0,5}\,; \tag{10}$$

elle est basée sur un grand nombre de mesures et se remarque par sa simplicité, en étant considérée suffisamment exacte pour les calculs approximatifs.

f) Formule B r e t t i n g :

$$V=(31+27{,}61\,gR)R^{0,5}i^{0,5}, \tag{11}$$

a été élaborée par une étude théorique concernant les domaines pour les quels sont valables des formules de type C h é z y.

g) Formule S o k o l o v s k i-P o k r o v s k i:

$$V = 17R^{0,5}i^{0,4}, \tag{12}$$

ayant à la base 500 mesures de débit, présente un intérêt remarquable pour le cas des grandes pentes.

## 3. Comparaison des formules qui n'utilisent pas le coefficient de rugosité

Pour tirer des conclusions en ce qui concerne le degré de précision des formules de type (5) on a effectué une comparaison théorique de celles-ci. C'est dans ce but qu'on a calculé à l'aide des formules (6) ... (12) les vitesses

Tableau 1

*Ecarts moyens, [%]*

| Formule | Écart moyen, [%], pour les cas : | | | | | Nr. des cas avec un écart au dessus de : | | | | Écart moyen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Fréquents | Communs | | Rares | Très rares | 20% | | 10% | | |
| | *aE, bD, cC, dB, eA* | *aD, bC, bE, cB, eD, dA, dC, eE* | *aC, bB, cA, cE, dD, eC* | *aB, bA, dE, eD* | *aA, cE* | Pour tous les cas (25) | Idem exclusif *aA* et *eE* | Pour tous les cas (25) | Idem exclusif *aA* et *eE* | % |
| SP | 12,4 | 12,2 | 19,7 | 28,5 | 33,5 | 12 | 10 | 18 | 16 | 18,4 |
| H | 3,8 | 6,9 | 14,8 | 24,2 | 40,5 | 6 | 4 | 12 | 10 | 13,6 |
| B | 2,6 | 6,4 | 13,5 | 22,5 | 39,0 | 5 | 3 | 10 | 8 | 12,5 |
| Sch | 7,2 | 6,0 | 7,0 | 12,7 | 20,5 | 2 | 1 | 8 | 6 | 9,1 |
| W | 6,0 | 7,1 | 10,0 | 8,7 | 6,5 | 0 | 0 | 7 | 6 | 7,8 |
| M | 6,6 | 7,5 | 9,3 | 8,7 | 5,0 | 0 | 0 | 7 | 7 | 7,8 |
| G | 3,8 | 4,2 | 8,2 | 6,2 | 3,5 | 0 | 0 | 3 | 3 | 4,8 |

Tableau 2

*Comparaison qualitative des formules*

| Formule | H | M | G | W | Sch | B | SP | Moyenne |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *A.* $R=0,40$ m | 23,6 | 8,0 | 6,6 | 7,4 | 11,0 | 21,6 | 30,6 | 15,6 |
| *B.* $R=0,75$ m | 10,4 | 9,4 | 2,2 | 10,0 | 6,6 | 8,2 | 14,7 | 8,7 |
| *C.* $R=1,40$ m | 7,6 | 7,2 | 2,8 | 7,8 | 8,0 | 7,6 | 7,6 | 6,9 |
| *D.* $R=2,65$ m | 10,2 | 7,2 | 4,6 | 7,8 | 7,6 | 9,4 | 15,4 | 8,9 |
| *E.* $R=5,00$ m | 16,4 | 7,0 | 8,2 | 6,0 | 12,4 | 15,8 | 23,8 | 12,8 |
| *a.* $i=0,10‰$ | 12,6 | 9,4 | 3,0 | 12,2 | 10,0 | 12,4 | 21,0 | 11,5 |
| *b.* $i=0,32‰$ | 9,8 | 8,4 | 5,8 | 9,4 | 5,4 | 9,2 | 18,6 | 9,5 |
| *c.* $i=1,00‰$ | 11,8 | 8,0 | 5,6 | 7,2 | 3,8 | 10,4 | 17,0 | 9,1 |
| *d.* $i=3,20‰$ | 12,4 | 3,2 | 7,2 | 2,8 | 5,4 | 10,2 | 19,2 | 8,6 |
| *e.* $i=1,00\%$ | 21,6 | 9,8 | 2,8 | 7,4 | 21,0 | 20,4 | 16,0 | 14,1 |
| Moyenne | 13,6 | 7,8 | 4,8 | 7,8 | 9,1 | 12,5 | 18,4 | 10,6 |
| Moyenne, excl. *aA, eE* | 11,3 | 8,0 | 4,9 | 7,9 | 7,7 | 10,2 | 17,1 | 9,6 |
| Écart maximum, [%] | +47 | −15 | −14 | +15 | +37 | +46 | +45 | |
| Idem, excl. *aA, eE* | ±30 | −14 | −14 | +15 | +21 | +28 | +33 | |

correspondantes des valeurs en progression géométrique des variables (25 cas) pour le domaine $R=0{,}40 \ldots 5{,}0$ m et $i=0{,}1\% \ldots 1{,}0\%$, ainsi que la valeur moyenne de sept formules pour chaque cas. De même on a calculé les écarts par rapport à ces moyennes, à l'aide des moyennes des écarts calculées en module. Les moyennes des écarts sont indiquées dans les Tableaux 1 et 2.

Par l'analyse des données contenues dans ces tableaux il résulte que :

a) Les formules donnent des résultats plus approchés entre eux plutôt pour les cas les plus fréquents que pour les cas rares (profondeurs et pentes très petites : $R=0{,}40 \ldots 0{,}70$ m et $i=0{,}1‰ \ldots 0{,}3‰$ ou profondeurs et pentes très grandes $R=3{,}00 \ldots 5{,}00$ m et $i=3{,}0‰ \ldots 1\%$),

b) Pour certains domaines, par exemple $R=0{,}75 \ldots 1{,}40$ m et $i=1{,}0‰ \ldots 3{,}2‰$, toutes les formules conduisent à des résultats à peu prés identiques (les écarts, par rapport à la moyenne, sont moindres que 6%) bien qu'elles sont basées sur des mesures indépendantes, ce qui confirme l'hypothèse qu'on peut exprimer la vitesse des rivières indépendemment des variables librement appréciées, en résultant donc la possibilité de l'application des formules qui n'utilisent pas le coefficient de rugosité.

c) Les formules (6), (6') présentent des grands écarts par rapport aux valeurs probables, surtout dans les cas extrêmes ($R<0{,}60$ m et $i<0{,}25‰$ ou $R>4{,}00$ m et $i>5{,}0‰$), ce qui est confirmé dans Tableau 2 d'où par l'analyse des données d'ou résulte que les écarts s'agrandissent au fur et à mesure qu'on s'éloigne des situations fréquentes.

d) La formule (11) présente des écarts analogues, peu atténués.

e) La formule (10) mène à des écarts plus petits par rapport aux valeurs probables mais sa forme simple ne permet pas à renfermer les cas extrêmes,

f) La formule (7) conduit, en général, à des écarts petits par rapport aux valeurs probables, mais ceux-ci s'agrandissent pour des grandes pentes ($i=5{,}0‰ \ldots 1{,}0\%$).

g) Les écarts donnés par la formule (9) sont analogues avec ceux obtenus à l'aide de la formule précédente ; les valeurs sont acceptables même pour des grandes pentes ($i=3\%$).

h) Par rapport à la valeur probable, les formules (8), (8') fournissent les écarts les plus petits mais les valeurs de la vitesse qui en résultent sont un peu moindres que celles réelles.

## 4. Conclusions

Les formules qui admettent un exposant constant pour $i$ négligent un facteur important, en pouvant être cependant valables pour les cas communs, compte tenu que les rivières ayant des profondeurs plus petites ont les pentes plus grandes.

La variation de l'exposant de $R$ a une importance relative (par exemple, un terme de correction de la forme $R^{0{,}10}$ mène à des variations moindres avec 6,5% par rapport au résultat).

De l'analyse effectuée ci-dessous il résulte que: a) les formules (6), (6') et (11) ne paraîssent pas être recommandables ; b) l'application de la formule (10) peut être justifiée par sa simplicité surtout pour des pentes sous $5‰$ ;

c) les formules (7), (8), (8') et (9) semblent applicables pour le domaine entier situé entre $R=0,40 \ldots 5,0$ m et $i=0,1‰ \ldots 1,0\%$, en observant que la formule (9) conduit à des résultats acceptables même pour les pentes plus grandes ($i=3,0\%$).

Enfin, compte tenu des données présentées ci-dessus on peut conclure que: a) l'application des formules qui n'utilisent pas le coefficient de rugosité élimine les difficultés rencontrées à l'utilisation des formules de type C h é z y aux rivières naturelles ; b) ces formules peuvent faciliter et faire plus précises une série de calcules ; c) il s'avère nécessaire la confrontation des formules avec les mesures correctement exécutées sur les diverses rivières de notre réseau hydrographique.

*Reçue le 22 avril 1986*

*Institut Polytechnique, Jassy,*
*Chaire de Constructions Hydrotechniques*
*et*
*Institut Polytechnique „Tr. Vuia", Timișoara*

BIBLIOGRAPHIE

1. B l i d a r u V., P r i c o p Gh., N e h r y A., *Irigații și drenaje*. EDP, Buc. 1981.
2. C h o w W.T., *Open Chanell Hydraulics*. Illinois, U.S.A., 1972.
3. C i o c D., *Hidraulică*. EDP, Buc. 1983.
4. H â n c u S., *Regularizarea albiilor rîurilor*. Ed. Ceres, Buc., 1976.
5. M a t e e s c u C., *Hidraulică*. EDP, Buc. 1963.

ASUPRA APLICĂRII UNOR FORMULE CARE NU UTILIZEAZĂ COEFICIENTUL DE RUGOZITATE LA DETERMINAREA VITEZEI MEDII ÎN ALBIILE NATURALE

(Rezumat)

Se efectuează un studiu teoretic comparativ al celor mai cunoscute formule din literatura de specialitate, care nu utilizează coeficientul de rugozitate privind, verificarea aplicabilității acestora la calculul vitezelor medii în albiile naturale. Aplicarea în practică a acestor formule, cu respectarea domeniilor de valabilitate și precizie indicate, elimină dificultățile întîlnite la utilizarea formulelor de tip C h é z y pentru albiile erodabile, ușurează mult și face mai sigure o serie de calcule.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

УДК 626.8

# О СТОКАХ ДРЕНАЖНОЙ СЕТИ, УСТАНОВЛЕННОЙ НА ОПОЛЗАЮЩИХ ПЛОЩАДЯХ В ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ ЗОНЕ В ЛАРГА-ДЫМБОВИЦА

И. КОЖОКАРУ и ВАЛЕРИУ БЛИДАРУ

## 1. Вводы

Проектирование и выполнение гидроамелиоративных работ в гидрографичес ких бассейнах предполагает точное установление целого ряда параметров и индексов, от которых зависит успешное функционирование будущего сооружения. Известно, что гидроамелиоративные сооружения влияют на естественные параметры и индексы (например, на поверхностный сток, фильтрацию, на гидрофизические характеристики почвы и т.д.), поэтому считаем, что необходимо производить количественные и качественные исследования и в условиях сооружения.

В данной работе будут представлены результаты, полученные на протяжении шести лет исследований (сентябрь 1978— июнь 1984), касающиеся стока экспериментального дренажного сооружения, находящегося в гидрофизическом бассейне В. Ларга, уезда Дымбовица, на оползающих площадях.

## 2. Экспериментальная база

Была установлена на склоне со средним склоном 10 %. Экспериментальное поле было разделено по вариантам дренажа на три платформы (рис. 1) :

а) *Дренажная платформа № 1*, находящаяся на уклоне низовой грани уездной дороги Малу ку Флорь — Пукень, была построена с помощью семи дренажных керамических линий, на равном расстоянии в 20 м и с глубиной кладки примерно в 2 м.

Филтры, использованные на этих линиях : для *1*, *2*, *3*, *4* линий— керамический шлак ; для *5*, *6*, *7* линий— сортированный гравий.

На концах дренажных линий в верхней части были сделаны отдушины а в нижней части— смотровые колодца.

б) *Дренажная платформа № 2*, была построена посредине склона с помощью пяти дрен из полихлорвинила, расстояние между ними 20 м. Был использован фильтрирующий материал румынского производства „дренатекс". Глубина заложения дрен — около 2 м, в некоторых зонах достигала 3...4 м ( в верхней части линий *9* и *10*). Также как и у дрен платформы *1* в верхней части были сделаны отдушины, а в нижней — смотровые колодца.

в) *Дренажная платформа № 3*, площадью примерно в 2,9 га, терасированная естественно на три террасы имеющие в основании постоянный избыток воды. На этой платформе были установлены шесть дренажных линий с расстоянием между ними 36...74 м. Материал для дренажа : для линий *13*, *14*, *15* — щебень, для линий *16*, *17* *18* — фашина (рис. 1). И в этом случае глубина прокладки дрен — 2 м.

Аэрация и измерение стоков каждой дренажной линии осуществлялись с помощью отдушин, в верхней части и смотровых колодцев — в нижней.

### 3. Полученные результаты

В период с 1 сентября 1978 г. — 1 июня 1984 г. ежедневно измерялся сток дренажных линий *1*... *12* и *13*...*18* во время или сразу после дождя. На основе этих измерений удельный сток ($q_{sp}$) каждой дренажной линии отдельно вычисляется, используя отношение :

$$q_{sp} = \frac{Q_{\text{дрен}} \cdot 10^{-4}}{60\, S_{\text{дрен}}}, \quad [\text{л/с. га}],$$

где $Q_{\text{дрен}}$ — сток одной дренажной линии, [л/мин.], $S_{\text{дрен}}$ — площадь, которая приходится на одну дренажную линию, [м²].

Площадь, которая приходится на одну дренажную линию 1-ой и 2-ой экспериментальной платформы равна 0,16 га, а площадь экспериментальной платформы *3*, соответствующая дрене *13* — 0,49 га, дрене *14*—0,32 га, дрене *15*—0,49 га, дрене *16*—0,61 га, дрене *17*—0,64 га и дрене *18*—0,34 га.

Проведенные измерения позволили вычислить следующие удельные стоки : а) большие и наибольшие; б) средние ; в) по кривой обеспечённости,

а) *Наибольший удельный сток* был зарегистрирован на дрене *11*,10 февраля 1984 г, 2,10 л/с. га.

Наибольшие удельные стоки для других дренажных линий :
1,46 л/с.га для дрены *2* (6 III 1984), 1,67 л/с. га для дрены *3* (12 II 1981); 1,71 л/с. га для дрены *4* (10 II 1984), 1,42 л/с. га для дрены *5* (12 II 1981); 1,29 л/с. га для дрены *6* (6 III 1984), 60,78 л/с. га для дрены *7* (18 VI 1983); 1,30 л/с. га для дрены *8* (6 III 1984), 1,16 л/с. га для дрены *9* (10 II 1984); 1,78 л/с. га для дрены *10* (10 II 1984), 0,90 л/с. га для дрены *12* (25 XII 1982); 0,93 л/с. га для дрены *13* (6 II 1984), 0,47 л/с. га для дрены *14* (6 III 1984); 0,68 л/с. га для дрены *15* (10 II 1984), 0,27 л/с. га для дрены *16* (4 II 1984); 1,14 л/с. га для дрены *17* (28 IV 1984), 0,25 л/с. га для дрены *18* (28 IV 1984).

По данным результатам можно заметить, что для исследуемой зоны наибольшие удельные стоки зарегистрированы в конце зимы — начале весны (линии *II* и *III*). Из анализа результатов следует, что максимальный сток не зарегистрирован на всех дренажных линиях после одного и того же дождя или дождливого периода. Это объясняется тем, что площадь представляет неровности по форме и покрову, а гидрофизические характеристики отличается не только по вариантам, но даже по дренам.

Максимальные удельные стоки находятся в зоне малой и очень малой обеспеченности, что позволяет утверждать, что за время эксперимента (1978... 1984) были зарегистрированы остро критические периоды прилива

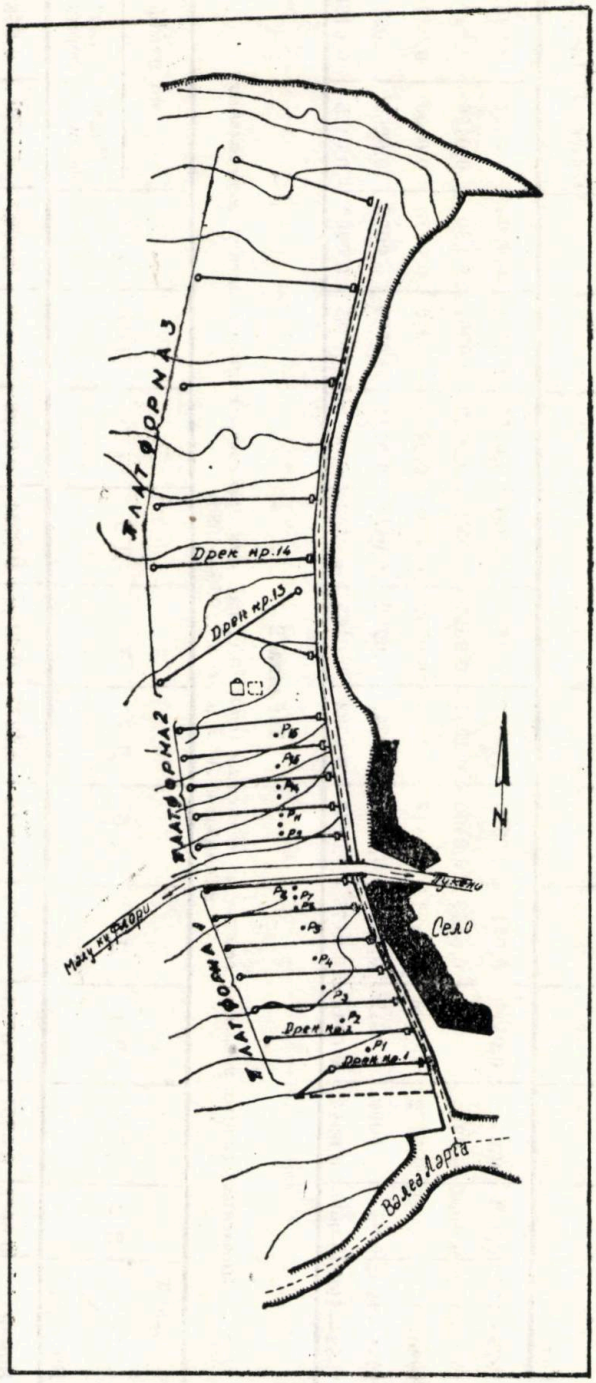

ПЛАТФОРМА 3
Дрек нр.14
Дрек нр.13
ПЛАТФОРМА 2
ПЛАТФОРМА 1
Село
Валеа Ларга
N

Рис. 1

**Таблица 1**

*Значения средних годовых удельных стоков,* [л/с. га], *для дренажных линий экспериментальных платформ № 1 и № 2*

| Дрен / Год | Д 2 | Д 3 | Д 4 | Д 5 | Д 6 | Д 7 | Д 8 | Д 9 | Д 10 | Д 11 | Д 12 | Ср. по платф. | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | Платф. 1 | Платф. 2 |
| 1978—1979 | 0,042 | 0,0379 | 0,0414 | 0,0314 | 0,0375 | 0,1023 | 0,0416 | 0,0361 | 0,0116 | 0,0178 | 0,0264 | 0,0371 | 0,0267 |
| 1979—1980 | 0,0036 | 0,0323 | 0,0563 | 0,0459 | 0,0438 | 0,1031 | 0,0697 | 0,0553 | 0,0233 | 0.0567 | 0,386 | 0.0446 | 0,0487 |
| 1980—1981 | 0,0046 | 0,0272 | 0,0438 | 0,0471 | 0,0418 | 0,0963 | 0,0592 | 0,0593 | 0,0345 | 0,0942 | 0,0178 | 0,0400 | 0,0530 |
| 1981—1982 | 0,0010 | 0,0099 | 0,0319 | 0,0338 | 0,0306 | 0,0747 | 0,0299 | 0,0411 | 0,0221 | 0,0730 | 0,0076 | 0,0266 | 0.0347 |
| 1982—1983 | 0,0000 | 0,0044 | 0,0214 | 0,0175 | 0,0268 | 0,0703 | 0.0165 | 0,0163 | 0,0073 | 0,0385 | 0,0202 | 0,0175 | 0,0198 |

**Таблица 2**

*Значения средних удельных стоков по временам года,* [л/с. га], *для дренажных линий экспериментальных платформ № 1 и № 2* (1979—1980)

| Дрен / Вр. года | Д 2 | Д 3 | Д 4 | Д 5 | Д 6 | Д 7 | Д 8 | Д 9 | Д 10 | Д 11 | Д 12 | Ср. по платф. | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | Платформа 1 | Платформа 2 |
| Зимой | 0,0073 | 0,0501 | 0,0753 | 0,0654 | 0,0612 | 0,1277 | 0,1100 | 0,0721 | 0,0408 | 0,0526 | 0,0687 | 0,0630 | 0,0688 |
| Весной | 0,0048 | 0,0573 | 0,0782 | 0,0660 | 0,0670 | 0,1217 | 0,0951 | 0,0799 | 0,0302 | 0,0730 | 0,0592 | 0,0671 | 0,0675 |
| Летом | 0,0063 | 0,0098 | 0,0345 | 0,0238 | 0,0250 | 0,0865 | 0,0345 | 0,0280 | 0,0018 | 0.0314 | 0.0086 | 0.0233 | 0.0209 |
| Осенью | 0,0022 | 0,0124 | 0,0376 | 0,0285 | 0,0207 | 0,0768 | 0,0407 | 0,0416 | 0,0208 | 0,0701 | 0,0290 | 0,0248 | 0,0404 |

воды к дренам, а прменение дренажа оправдывается на такого рода площадях. И кстати, все удельные максимальные стоки, которые было необходимо удалить на платформе *I—II* оказываются выше удельного стока, который инфилтрируется в среднем по стране на горизонтальных плоскостях.

б) *Удельные средние стоки* были вычислены для каждой дрены отдельно по следующим периодам времени : декада, время года, год.

В таблице 1 даны средние годовые*) удельные стоки, рассчитанные по формуле :

$$q_{sp}^{\text{сред/год}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_{\text{дрен}}^{i} \cdot 10^{-4}}{60\, S_{\text{дрен}}\, n}, \quad [\text{л/с.га}],$$

где : $Q_{\text{дрен}}$ — сток, измерённый на одной дренажной линии в день $i$, [л/мин] ; $n$ — число дней в году, когда проводилось измерение стоков.

Как можно заметить наибольшие значения удельных стоков были зарегистрированя на дрене *7*. Этот факт объясняется тем, что в верхней части дрены *7* находится зона источников, что обеспечивает постоянный высокий уровень стока. Поэтому колебания стока на этой дрене оказываются незначитеьными.

Наименьшие значения средних годовых стоков были зарегистрированы на дрене *2*. Это объясняется тем, что в нижней части (по отношению к оси дрены *2*) рельеф образует очень хороший естественный дренаж, что и понижает значительно фреатический уровень под дреной *2* и в результате доводится почти до нуля каптаж грунтовых вод.

Если устранить экстремальные результаты этих крайних дрен (*2* и *7*), то значения удельных годовых средних стоков первой платформы можно найти в предпоследнем столбце таблицы 1.

Что касается платформы *2*, то не устранялись результаты крайних дрен, так как были получены более компактные результаты. Удельные средние годовые стоки платформы *2* даны в последнем столбце таблицы 1.

Как можно заметить, дренажная платформа *2* (материал для дренажа — рифлённый полихлорвинил), хотя и находится участке с большим уклоном, чем платформа *1* (керамические дрены), даёт больший удельный средний годовой сток.

С целью выявления и других аспектов, связанных со средними удельными стоками, мы берём для анализа год с наибольшим удельным стоком (1978—1980). Во-первых были вычислены средние удельные стоки по временам года. Эти результаты даны в таблице 2. Наибольшие средние стоки зарегистрированы весной и с небольшой разницей—зимой. Весной и зимой лучше всего действовали дрены в следующем порядке: *7*, *8*, *4*, *9*, *5*, *6* и т. д. По величине средних удельных стоков по временам года не замечается большой разницы между двумя платформами, это говорит в пользу дренажного типа, примененного для платформы *2* (находящейся на участке с уклоном в два раза больше, чем уклон первой платформы).

*) год считается с 1 декабря до 30 ноября.

Небольшая разница стоков, удалённых весной и зимой, определила измерение и анализ средних удельных месячных стоков на всех линиях в период зимы — весны. В таблице 3 даны средние удельные стоки для зимних и весенних месяцев 1979—1980 гг. Анализ этих результатов выявляет тот факт, что наибольшие удельные средние стоки зарегистрированы в феврале месяце. Этот факт действителен для всех лет, когда осуществлялись измерения на дренажных линиях (1979, 1980, 1981, 1982, 1983, 1984).

В феврале замечаются наибольшие средние удельные стоки, так как в эту пору в зоне тает снег, часто идёт дождь, покрывая водой тающую поверхность снега.

Касаясь средних месячных удельных стоков, нужно отметить, что в этой зоне наибольшие осадки зарегистрированы в июне и июле. Всё же значения средних удельных стоков в эти месяцы значительно ниже средней годовой цифры, что объясняется большим количеством влаги, которую впитывает почва в этот период, а также большими испарениями.

Декада была последним интервалом времени, по которому анализировались средние удельные стоки. Расчёт были сделаны за весь период (сентября 1978—июнь 1984), но в таблице 4 даны только результаты измерений по декадам за февраль месяц 1980.

Первая декада представляет наибольшие удельные стоки. К такому же выводу приходим, если проанализируем результаты измерений по декадам этого месяца других лет эксперимента. Было установлено, что наибольшие средние удельные стоки на всех дренажных линиях приходятся на первую декаду февраля и на вторую.

Установлено также, что лучше всего действовали в периоды интенсивных осадков № *8*, *9* и *11* экспериментальной платформы *2* и дрены *4*, *3*, *6* платформы *1*. Всё же, в целом, отличия между средними удельными стоками по декадам на этих двух платформах незначительны.

Обобщённые результаты, представляющие синтез и обработку данных измерений по определению средних удельных стоков даны в таблице 5.

Результаты из таблицы 5 могут быть использованы с достаточной точностью для установления максимального количества воды, которое должно удалятся по декадам, месяцам, годам и по временам года с площадей, подвегающихся оползням, когда причина оползней — в инфильтрации осадков. Этот вывод истекает из того факта, что годы эксперимента оказались необычайно дождливыми. 1979 и 1980 годы оказываются на первом месте, а 1980 год на третьем по количеству выпавших осадков в этой зоне на протяжении последних двадцати лет.

в) *Удельные стоки по кривой обеспеченности.* Были рассчитаны, используя ежедневные средние стоки, которые измерялись на каждой дренажной линии отдельно.

Статистический анализ данных был осуществлён для ежедневных удельных стоков по временам года с целью уменьшения интервала вариаций данных, а также для установления критических периодов в году (с большими и наибольшими значениями удельных стоков).

**Таблица 3**

*Значения средних месячных удельных стоков,* [л/с. га], *дренажных линий экспериментальных платформ № 1 и № 2* (1 XII 1979—31 V 1980)

| Дрен / Месяц | Д 2 | Д 3 | Д 4 | Д 5 | Д 6 | Д 7 | Д 8 | Д 9 | Д 10 | Д 11 | Д 12 | Ср. по платф. | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | Платформа 1 | Платформа 2 |
| Декабря | 0,0000 | 0,0038 | 0,0261 | 0,0262 | 0,0268 | 0,1009 | 0,0435 | 0,0137 | 0,0011 | 0,0092 | 0,0073 | 0,0207 | 0,0150 |
| Января | 0,0009 | 0,0012 | 0,0401 | 0,0248 | 0,0224 | 0,1050 | 0,0538 | 0,0405 | 0,0071 | 0,0836 | 0,0238 | 0,0222 | 0,0418 |
| Февраль | 0,0235 | 0,1553 | 0,1686 | 0,1538 | 0,1463 | 0,1823 | 0,2459 | 0,1717 | 0,1221 | 0,0663 | 0,1862 | 0,1560 | 0,1584 |
| Март | 0,0009 | 0,0166 | 0,0418 | 0,0400 | 0,0608 | 0,1145 | 0,0618 | 0,0536 | 0,0064 | 0,0298 | 0,0321 | 0,0398 | 0,0367 |
| Апрель | 0,0071 | 0,0470 | 0,0780 | 0,0653 | 0,0760 | 0,1249 | 0,0973 | 0,0908 | 0,0279 | 0,0646 | 0,0627 | 0,0666 | 0,0687 |
| Май | 0,0064 | 0,1079 | 0,1147 | 0,0927 | 0,0645 | 0,1259 | 0,1261 | 0,0956 | 0,0561 | 0,1244 | 0,0830 | 0,0949 | 0,0970 |

**Таблица 4**

*Значения средних удельных стоков по декадам,* [л/с. га], *дренажных линий экспериментальных платформ № 1 и № 2* (за февраль 1980)

| Дрен / Декада | Д 2 | Д 3 | Д 4 | Д 5 | Д 6 | Д 7 | Д 8 | Д 9 | Д 10 | Д 11 | Д 12 | Ср. по платф. | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | Платформа 1 | Платформа 2 |
| I | 0,0299 | 0,2412 | 0,2396 | 0,2315 | 0,1706 | 0,2236 | 0,3758 | 0,2539 | 0,2207 | 0,1432 | 0,2815 | 0,2207 | 0,2550 |
| II | 0,0358 | 0,1717 | 0,1917 | 0,1612 | 0,1832 | 0,1968 | 0,2507 | 0,1766 | 0,1185 | 0,0235 | 0,2108 | 0,1769 | 0,1560 |
| III | 0,0000 | 0,0276 | 0,0511 | 0,0473 | 0,0698 | 0,1128 | 0,0775 | 0,0629 | 0,0034 | 0,0235 | 0,0365 | 0,0489 | 0,0408 |

**Таблица 6**

*Удельеные стоки* [л/с. га] *по кривой обеспеченности для дрен экспериментальных платформ № 1 и № 2*

| Об. % период | Дрен | Д 3 | Д 4 | Д 5 | Д 6 | Д 7 | Д 8 | Д 9 | Д 10 | Д 11 | Д 12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,1 | В | 1,209 | 0,461 | 0,313 | 0,204 | 0,298 | 0,662 | 0,342 | 0,479 | 1,214 | 0,416 |
| | Л | 0,716 | 1,308 | 0,454 | 0,233 | 0,280 | 0,336 | 0,323 | 4,940 | 1,283 | 0,478 |
| | О | 1,832 | 1,256 | 0,393 | 0,104 | 0,222 | 1,598 | 0,691 | 0,933 | 3,130 | 0,420 |
| | З | 3,285 | 0,938 | 0,209 | 0,614 | 0,401 | 0,575 | 0,943 | 1,590 | 5,490 | 0,759 |
| 1,0 | В | 0,425 | 0,289 | 0,206 | 0,150 | 0,236 | 0,339 | 0,236 | 0,303 | 0,500 | 0,261 |
| | Л | 0,444 | 0,487 | 0,212 | 0,153 | 0,218 | 0,218 | 0,165 | 1,516 | 0,496 | 0,302 |
| | О | 0,628 | 0,445 | 0,161 | 0,070 | 0,165 | 0,492 | 0,238 | 0,562 | 0,900 | 0,277 |
| | З | 1,197 | 0,574 | 0,786 | 0,386 | 0,309 | 0,423 | 0,586 | 0,956 | 1,789 | 0,475 |
| 5,0 | В | 0,168 | 0,177 | 0,132 | 0,110 | 0,188 | 0,188 | 0,161 | 0,186 | 0,228 | 0,158 |
| | Л | 0,265 | 0,203 | 0,109 | 0,097 | 0,171 | 0,138 | 0,090 | 0,533 | 0,214 | 0,190 |
| | О | 0,243 | 0,178 | 0,073 | 0,046 | 0,126 | 0,174 | 0,092 | 0,331 | 0,299 | 0,179 |
| | З | 0,490 | 0,355 | 0,315 | 0,236 | 0,239 | 0,302 | 0,353 | 0,555 | 0,657 | 0,288 |
| 10,0 | В | 0,103 | 0,129 | 0,100 | 0,092 | 0,166 | 0,137 | 0,128 | 0,136 | 0,151 | 0,115 |
| | Л | 0,191 | 0,127 | 0,101 | 0,072 | 0,149 | 0,104 | 0,066 | 0,306 | 0,137 | 0,141 |
| | О | 0,147 | 0,109 | 0,048 | 0,036 | 0,108 | 0,100 | 0,056 | 0,231 | 0,167 | 0,136 |
| | З | 0,306 | 0,262 | 0,194 | 0,172 | 0,206 | 0,250 | 0,254 | 0,385 | 0,390 | 0,209 |
| 20,0 | В | 0,057 | 0,084 | 0,173 | 0,072 | 0,140 | 0,093 | 0,094 | 0,089 | 0,091 | 0,075 |
| | Л | 0,121 | 0,072 | 0,049 | 0,051 | 0,125 | 0,070 | 0,044 | 0,156 | 0,079 | 0,094 |
| | О | 0,080 | 0,060 | 0,029 | 0,025 | 0,089 | 0,051 | 0,030 | 0,143 | 0,082 | 0,094 |
| | З | 0,172 | 0,174 | 0,107 | 0,113 | 0,170 | 0,187 | 0,164 | 0,234 | 0,204 | 0,136 |
| 50,0 | В | 0,018 | 0,028 | 0,028 | 0,043 | 0,100 | 0,044 | 0,046 | 0,031 | 0,034 | 0,024 |
| | Л | 0,039 | 0,024 | 0,022 | 0,020 | 0,085 | 0,028 | 0,021 | 0,042 | 0,027 | 0,035 |
| | О | 0,024 | 0,018 | 0,010 | 0,011 | 0,064 | 0,013 | 0,009 | 0,040 | 0,020 | 0,039 |
| | З | 0,056 | 0,082 | 0,034 | 0,038 | 0,114 | 0,091 | 0,053 | 0,062 | 0,059 | 0,044 |
| 80,0 | В | 0,001 | 0,006 | 0,008 | 0,023 | 0,067 | 0,009 | 0,019 | 0,008 | 0,004 | 0,006 |
| | Л | 0,008 | 0,002 | 0,003 | 0,006 | 0,055 | 0,008 | 0,004 | 0,003 | 0,003 | 0,009 |
| | О | 0,002 | 0,001 | 0,001 | 0,004 | 0,050 | 0,001 | 0,001 | 0,008 | 0,001 | 0,012 |
| | З | 0,005 | 0,015 | 0,003 | 0,009 | 0,071 | 0,019 | 0,011 | 0,013 | 0,004 | 0,009 |

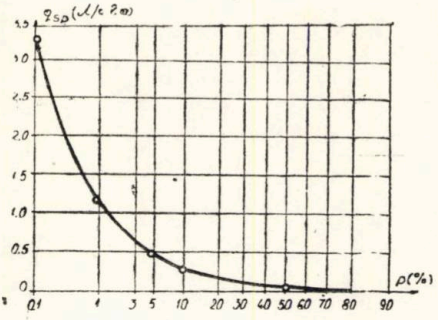



Рис. 2

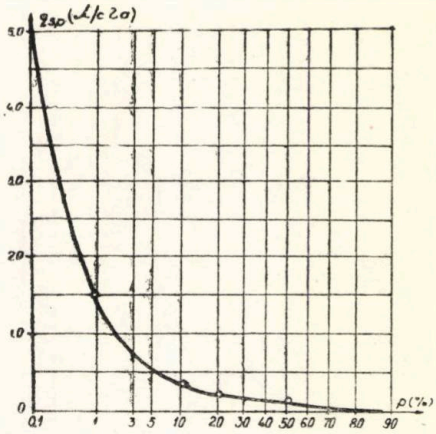



Рис. 5

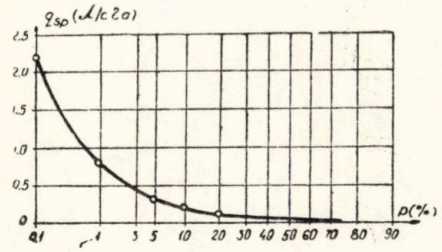



Рис. 3

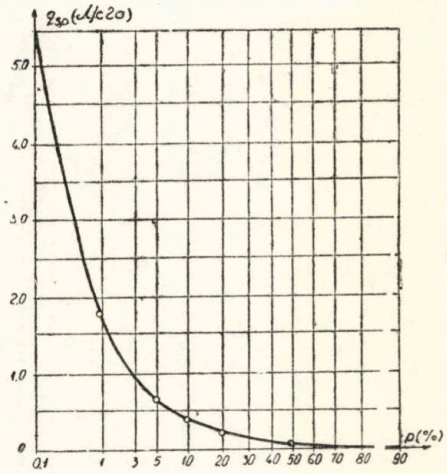



Рис. 6

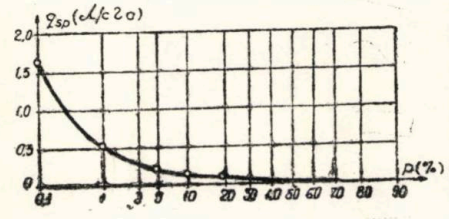



Рис. 4

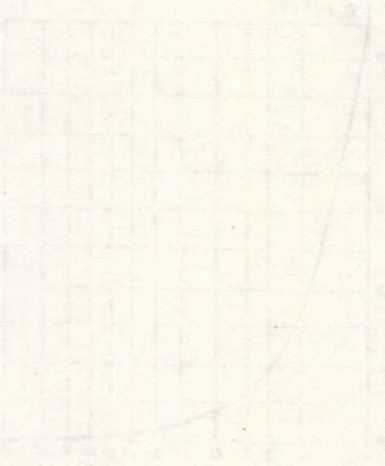


**Таблица 5**

*Синтез резулсьтатов уделных средних стоках,* [л/с.га], *экспериментальных платформ 1 и 2, В. Ларга-Дымбовица* (сентября 1978—июнь 1984)

| Ср. уд. сток / Период | Наибольш. по дрене*) | | | Наибольш. по платформе | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Значение | Место | Дата | Значение | Место | Дата |
| Год | 0,094 | Д *11* | 1980—1981 | 0,053 | Платформа *2* | 1980—1981 |
| Вр. года | 0,127 | Д *11* | зима 1983—1984 | 0,069 | Платформа *2* | зима 1979—1980 |
| Месяц | 0,272 | Д *11* | февраль 1984 | 0,158 | Платформа *2* | февраль 1980 |
| Декада | 0,568 | Д *11* | декабря—февраль 1984 | 0,276 | Платформа *2* | декабря—февраль 1984 |

*) Резултьаты дрены *7* были исключены по выше изложенным причинам.

Для расчётов был применён теоретический метод для отношений $C_s/C_v \leqslant 3$ и логнормальный метод для отнощенийи $C_s/C_v > 3$. Значения $C_s$ корректировались с помощью эмпирического метода.

Методы, упомянутые выше, были использованы следующим образом:

а) теоретический метод (кривая обеспеченности тип *III*) для дрен: Д *3*—летом (Л) и осенью (О); Д *4*—весной (В), зимой (З), (Л) и (О); Д *5* (В); Д *6* (В, Л, О, З); Д *7* (В, Л, О, З); Д *8* (З, В, Л); Д *9* (З, В); Д *10* (З, В, О); Д *11* (В); Д *12* (В, Л, О, З);

в) логнормальный метод для Д *3* (В, З); Д *5* (Л, О, З); Д *8* (О); Д *3* (Л, З); Д *10* (Л); Д *11* (З, Л, О).

Значение эжедневнего удельного стока было рассчитано для обеспеченности 0,1%, 1%, 5%, 10%, 20%, 50% и 80%. Результаты статистической обработки даны в таблице 6.

Как и предполагалось, наибольшие удельние расчётные стоки соответствуют дрене *11*, экспериментальной платформы *2* в зимнний период. Для того, чтобы облегчить применение полученных результатов и для других типов обеспечённости, кроме расчётной даиной в таблице была представлены графически гкривые максимальной обеспеченности для каждого варианта дренажного и фильтрирующего материала (рис. 2...6).

Различия, иногда значительные, между удельными обеспеченными стоками (см. рис. 2 и рис. 5) объясняются не только дренажным и фильтрирующим материалом, но и самим расположением в плоскости дрены на склоне, гидрофизическими характеристиками участка, глубиной грунтовых вод и. т. д.

Но совершенно ясно, что дрены из рифлённого полихлорвинила действовали и действуют очень успешно, а „дренатекс“ является в анализируемом случае хорошим фильтрирующим материалом. С другой стороны, нужно отметить хорошее действие керамического дренажа, вследствие чего деформации склона после сооружения дренажной сети были очень незначительными (сдвиг хотя бы на несколько сантиметров раншей с керамическими дренами приводит к перемещению труб и выходу из действия дренажной линии).

## 4. Выводы

Проведённые и обработанные измерения стоков дренажных линий экспериментальных платформ В. Ларга-Дымбовица выявили следующие главные аспекты:

а) Наибольшие дневные средние удельные стоки были зарегистрированы на второй и третьей линиях (2,1 л/с. га).

б) Наибольшие годовые средние удельные стоки по дрене быки зарегистрированы в период 1 XII 1980—30 XI 1981, а по временам года — зимой 1983—1984, по месяцам — в феврале месяце 1984. Значения этих стоков даны в таблице 5. Эти значения могут быть использованы с достаточной точностью для определения количества воды, которое может удадяться дренажем с оползающих площадей, находящихся в прикарпатской зоне, между реками Тротуш и Олтец.

в) Для определения удельного стока по кривой обеспеченности для дрен из различных материалов, покрытых различными фильтрирующими материалами, можно использовать графики рис. 2...6.

г) Дрены из рифлённого полихлорвинила являются и с точки зрения каптированного стока эффективными дренами для оползающих площадей.

*Постулиго с 25 декабря 1985 г.*

*Ясский политехнический институт,*
*Кафедра гидравлики и мелиораций*

ЛИТЕРАТУРА

1. Скинкис Т. Н., *Проблемы гидрологии дренажа.* Гидрометеоиздат., Л, 1974.

ASUPRA DEBITULUI EVACUAT DE DRENAJUL CU VAL DE STABILIZARE, CU REFERIRE LA PLATFORMELE EXPERIMENTALE DIN ZONA VALEA LARGĂ, JUD. DÎMBOVIȚA

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele cu privire la debitele specifice *maximum maximorum*, medii și cu diverse asigurări de calcul obținute într-un cîmp experimental de drenaje aflat în bazinul hidrografic al rîului Valea Largă, afluent de stînga al rîului Dîmbovița.

Rezultatele obținute pot fi folosite la proiectarea amenajărilor de drenaj pentru stabilizarea terenurilor alunecătoare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.8; 634.8

# L'INFLUENCE DE L'IRRIGATION FERTILISÉE SUR LA PRODUCTION DE LA VIGNE DANS LA PLEINE BURNAS

PAR

C. NICOLESCU et CHIRIL POPESCU

## 1. Introduction

Les engrais sont nécessaires sur des terrains irrigués compte tenu que l'eau d'arrosage dilue la solution du sol et produit la lévigation des éléments nutritifs en profondeur. Le processus de nitrification ne peut pas se produire uniformément parce que pendant l'arrosage l'oxygène de l'espace lacunaire du sol se trouve dans une quantité insuffisante et à mesure que le terrain devient sec, l'insuffisance de l'eau freine ce processus. Nombre de chercheurs recommandent d'employer pour l'irrigation fertilisée sur des sols alcalins, de l'eau avec réaction faiblement acide (pH $\approx$ 6). L'application à la fois des engrais et de l'eau d'arrosage réduit la pollution du sol en produisant la lévigation de quelques substances qui peuvent s'accumuler dans les horizons de surface [2], [3].

Dans ce qui suit on étudie l'influence des engrais chimiques qu'on applique en même temps que l'irrigation sur des sillons et par des tubes perforés, à la vigne.

## 2. Méthode de travail

Les recherches ont été organisées sur la pleine Burnas, localité Băneasa, département Giurgiu (ICITID), sur un sol argileux avec 2,12% humus, pH=6,7, coefficient de flétrissement 10,9%, la capacité dans le champs étant 28,2% et la perméabilité modérée.

De point de vue climatique dans cette zone tombent 554 mm précipitations, mais 33% ne dépassent pas 10 mm et sont peu employés par la vigne et les périodes de sécheresse enrégistrées presque annuellement ont la durée minimale de 17 jours. La température moyenne multiannuelle est de 11,1°C, le mois de juillet étant le plus chaleureux. Pendant la période de végétation, dans les années lorsqu'on a organisé les expériences, la température a été avec 1,2°C plus réduite que la moyenne multianuelle. L'humidité rélative de l'air a eu la valeur moyenne 68,6% et l'évapotranspiration potentielle moyenne a été de 656 mm.

On a utilisé la variété de vigne sorte d'Italie et la fertilisation et l'irrigation ont été appliqués sur des parcelles avec la surface de 1 100 ... 1 635 m² dans les variantes ci-dessous :

1. Nonirrigué—nonfertilisé.
2. Irrigué sur sillons et les engrais distribués en état solide à la surface du sol.

3. Irrigué sur sillons et les engrais appliqués en même temps que l'eau d'arrosage sous forme de solution.

4. Irrigué par des tubes perforés et les engrais administrés sous forme de solution en même temps que l'eau d'arrosage.

À l'irrigation on a appliqué les normes notées dans le Tableau 2, utilisant l'eau de Danube et la fertilisation a été effectuée avec du phosphate monoammoniacal et d'azotate d'amonium, dans les quantitées indiqués dans les Tableaux 2 et 3. Pour la distribution de l'eau dans les sillons on a employé des conduits rigides d'aluminium avec des orifices réglables à une distance de 1 m, la longueur du sillon étant de 75 m, la pente longitudinale de 0,02 et la distance entre les sillons de 2 m, le débit initial 0,4 l/s, celui de régime 0,2 l/s, la norme d'arrosage 430 m³/ha. On a dissout les engrais dans un récipient métallique et la sollution a été introduite par le bout amont du conduit.

**Tableau 1**

*L'influence de l'irrigation et des engrais sur la production de raisins dans la pleine Burnas*

| Variété | Méthode d'arrosage | Manière d'appliquer les engrais | kg/ha raisins | % | Différence par rapport à $V_1$ | Signification | Différence par rapport à $V_2$ | Signification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $V_1$ | Nonirrigué | — | 8 400 | 100,00 | Témoin | — | — 1 900 | 0 |
| $V_2$ | Sillons | Solides dissipés | 10 300 | 122,6 | 1 900 | * | Témoin | |
| $V_3$ | Sillons | Solution avec irrigation | 13 500 | 160,7 | 5 100 | *** | 3 200 | ** |
| $V_4$ | Tubes perforés | Solution avec irrigation | 16 300 | 194,0 | 7 900 | *** | 6 000 | *** |

DL — 5% = 1 815 kg/ha ; DL — 1% = 2 548 kg/ha ; DL — 0,1% = 3 597 kg/ha ;
DL — 5% = 1 675 kg/ha ; DL — 1% = 2 351 kg/ha ; DL — 0,1% = 3 320 kg/ha ;

**Tableau 2**

*L'influence de l'irrigation et des engrais sur quelques caractéristiques de la récolte de raisins dans la pleine Burnas*

| Variété | Méthode d'arrosage | Norme d'irrigation | Engrais | | Contenu en sucre des raisins | | Augmentation de la récolte de raisins pour kg | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Manière d'application | kg/ha s.a. | % | kg/ha sucre | 1 m³ eau irrigation | 1 kg engrais s.a. |
| $V_1$ | Nonirrigué | — | — | — | 15,82 | 1 328,9 | — | — |
| $V_2$ | Sillons | 2 150 | Solides dissipés | 142 | 15,65 | 1 611,9 | 0,88 | 13,38 |
| $V_3$ | Sillons | 2 150 | Solution avec irrigation | 142 | 15,33 | 2 069,0 | 2,37 | 35,91 |
| $V_4$ | Tubes perforés | 1 450 | Solution avec irrigation | 105 | 15,48 | 2 523,2 | 5,45 | 75,23 |

**Tableau 3**

*L'efficience économique de l'irrigation et des engrais utilisés à la vigne dans la pleine Burnas*

| Variété | Méthode d'arrosage | Engrais | | Frais, [lei/ha/année] | | | | | Revenu, [lei/ha/année] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Manière d'application | Dose kg/ha | Amortissement | Irrigation | Fertilisation | Travaux agrotechniques | Frais totals | La valeur de la production | Revenu net | Différence par rapport à $V_2$ |
| $V_1$ | Nonirrigué | — | — | — | — | — | 17 327 | 17 327 | 27 720 | 10 393 | −2 124 |
| $V_2$ | Sillons | Solides dissipés | 543 | 792 | 1 183 | 1 938 | 17 560 | 21 473 | 33 990 | 12 517 | Témoin |
| $V_3$ | Sillons | Solution avec irrigation | 543 | 842 | 1 183 | 1 778 | 17 560 | 21 363 | 44 550 | 23 187 | 10 670 |
| $V_4$ | Tubes perforés | Solution avec irrigation | 383 | 3 842 | 798 | 820 | 17 453 | 22 913 | 53 790 | 30 877 | 18 360 |

**Tableau 4**

*L'efficience énergétique de l'irrigation et des engrais appliqués à la vigne dans la pleine Burnas*

| Variété | Méthode d'arrosage | Manière d'application des engrais | Énergie consommée, [kWh/ha] | | | | Énergie produite KWh/ha | Bilan énergétique KWh/ha | Rendement énergétique | Consommation énergétique KWh/kg raisins |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Travaux agrotechniques | Irrigation | Fertilisation | Total | | | | |
| $V_1$ | Nonirrigué | — | 3 540 | — | — | 3 540 | 10 080 | 6 540 | 2,85 | 0,42 |
| $V_2$ | Sillons | Solides dissipés | 3 540 | 1 176 | 4 016 | 8 732 | 12 360 | 3 628 | 1,42 | 0,85 |
| $V_3$ | Sillons | Solution avec irrigation | 3 540 | 1 176 | 3 904 | 8 620 | 16 200 | 7 580 | 1,88 | 0,64 |
| $V_4$ | Tubes perforés | Solution avec irrigation | 3 540 | 2 900 | 2 762 | 9 202 | 19 560 | 10 358 | 2,12 | 0,56 |

À l'irrigation par des tubes pérforés on a utilisé une installation fixe avec le débit moyen de l'ajoutage de 100 l/h, la pression de fonctionnement 0,9 baryes, la norme brutte d'arrosage 350 m³/ha, la durée d'arrosage 5 heures. La fertilisation irriguée a commencé à 0,5 heures après le déclanchement de l'arrosage et a duré 3,5 heures.

La dissolution des engrais a été effectuée dans la fertilisation type IF-3 avec la capacité de 100 kg. Le plafond minimum pour les deux méthodes d'arrosage a été de 0,70 IUA et la profondeur d'arrosage de 0,90 m. Les engrais ont été appliqués fractionnées, deux fois par an, avant l'épanouissement et pendant la fructification. Pendant la végétation on a appliqué les travaux habituels d'entretient de la culture.

### 3. Les résultats obtenus

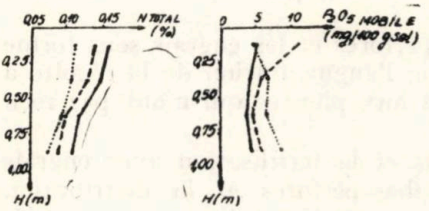
La production moyenne de raisins obtenue pendant le vendage (Tableau 1) montre que l'irrigation sur sillons et la fertilisation avec des engrais solides répartis sur la surface du sol ($V_2$) ont augmenté la récolte de raisins avec 1 900 kg/ha ou 22,6% par rapport au terrain nonirrigué et nonfertilisé ($V_1$). Quand les engrais ont été distribués sous forme de solution en même temps que l'eau d'arrosage sur les sillons ($V_3$) l'augmentation de la récolte a été plus grande atteignant 5 100 kg/ha ou 60,7% par rapport au terrain nonirrigué et nonfertilisé ($V_1$) et à 3 200 kg/ha par rapport à la fertilisation avec des engrais solides appliqués à la surface du sol ($V_2$). Ces résultats montrent que les engrais répartis sous forme de solution sont beaucoup mieux utilisés par la vigne. En distribuant l'eau et la solution d'engrais sous forme de gouttes à l'irrigation par tubes perforés ($V_1$) l'augmentation de la récolte atteint 7 900 kg/ha ou 94,0% par rapport au terrain nonirrigué et nonfertilisé ($V_1$) ou 6 000 kg/ha par rapport aux engrais répandus à la surface du sol en état solide ($V_2$).

En rapportant l'augmentation de la récolte de raisins à l'eau consommée pour l'irrigation et les engrais utilisés (Tableau 2) on a constaté qu'à l'irrigation sur sillons, en appliquant les engrais sous forme de solution en même temps que l'eau d'irrigation ($V_3$), on obtient une augmentation de la récolte de raisins de 2 ... 3 fois plus grande pour chaque m³ d'eau utilisé à l'irrigation et chaque kg d'engrais (substance active) par rapport aux engrais appliqués en état solide ($V_2$). Dans le cas où on a appliqué l'irrigation par des tubes perforés et la distribution des engrais sous forme de solution en même temps que l'eau d'arrosage ($V_4$), l'augmentation de la récolte de raisins pour chaque m³ d'eau d'irrigation et chaque kg d'engrais (substance active), à été de 5,5 fois plus grande par rapport à l'irrigation sur sillons et à la distribution des engrais à la surface du sol en état solide ($V_2$).

En poursuivant la distribution de l'azote et du phosphore sur le profil du sol (Fig. 1) on a constaté que ces deux éléments s'accumulent en quantités plus grandes dans les couches superficielles et l'irrigation par des tubes perforés n'a pas déterminé leur lévigation en profondeur en plus grande mesure que l'irrigation sur sillons.

On considère que l'augmentation évidente de la récolte à la vigne avec l'irrigation fertilisée appliquée spécialement par des tubes perforés est dûe à une meilleure distribution des éléments nutritifs sur le profil du

sol et leur absorbtion est réalisée par un plus grand nombre de racines, la solution du sol est maintenue, presque tout le temps, à une concentration optimum et l'eau d'irrigation avec les engrais peut être distribuée relativement uniformément dans toute la zone de développement des racines. La plupart des précipitations qui interviennent après l'application de l'arrosage s'accumulent dans la zone du sol nonarrosée et ne produisent pas le lévigage des éléments nutritifs en profondeur.




| Représentation | Engrais | Irrigation |
|---|---|---|
| ——— | État solide | Sillons |
| — — — — | Solution | Tubes perforés |
| . . . . . | Solution | Sillons |

Fig. 1. — La variante du contenu en N (total) et $P_2O_5$ (mobile) dans le profil des sols à l'irrigation sur sillons ou par des tubes perforés.

En déterminant le contenu en sucre des raisins on a pu constater que sur un terrain irrigué s'accumule un pourcentage un peu moindre de sucre mais la quantité totale accumulée dans la récolte augmente en même temps que la production, de 1 328,9 kg/ha jusqu'à 2 523,2 kg/ha (Tableau 2).

Compte tenu que l'irrigation par des tubes perforés nécessite des frais pour l'acquisition et l'installation de ceux-ci on a calculé l'efficience économique et énergétique de l'irrigation et de la fertilisation appliquées en même temps que l'arrosage à la vigne. Quoi que le prix de l'équipement d'arrosage par des tubes perforés est approximativement de 3 000 lei/ha, cette méthode d'irrigation fértilisée ($V_4$) apporte les plus grandes bénéfices qui arrivent à 30 877 lei/ha chaque année (Tableau 3). On aboutit à ces résultats grâce, premièrement, à une grande production de raisins qui s'obtient à la vigne et aussi grâce à une dose moindre d'engrais (avec 160 kg/ha) et en même temps par suite à la norme réduite d'irrigation (avec 700 m³/ha) par rapport à l'arrosage fertilisé appliqué sur des sillons ($V_3$).

Si l'on compare les deux manières d'appliquer les engrais sur le terrain irrigué sur des sillons on peut constater que les engrais appliqués sous forme de solution avec l'eau d'arrosage ($V_3$) ont évidemment augmenté la production de raisins et le revenu annuel net a été avec 1 067 lei/ha plus grand par rapport aux engrais distribués en état solide, à la surface du sol ($V_2$).

En calculant l'efficience énergétique de l'irrigation et des engrais appliqués à la culture de la vigne on a constaté que l'irrigation sur sillons et l'application des engrais en état solide détermine l'obtention du plus petit bilan et rendement énergétique —3 628 KWh/ha et respectivement 1,42 (Tableau 4). La même variante conduit à la plus grande consommation d'énergie pour 1 kg de raisins —0,85 KWh. À la l'irrigation par des tubes

perforés et à l'application des engrais sous forme de solution en même temps que l'eau d'arrosage on obtient le plus grand bilan et rendement énergétique — 10 358 kWh/ha et respectivement 2,12. La consommation d'énergie pour 1 kg de raisins enregistre les valeurs les plus petits —0,56 KWh.

## 4. Conclusions

L'irrigation et la fertilisation ont augmenté évidemment la production des raisins à la vigne cultivée dans la pleine Burnas. L'application des engrais avec azote et phosphore en état solide et l'irrigation sur sillons ont augmenté la récolte avec 1 900 kg/ha ou 22,6% par rapport au terrain nonirrigué et nonfertilisé.

En distribuant l'eau par des tubes perforés et les engrais sous forme de solution en même temps que l'arrosage, l'augmentation de la récolte a été de 7 900 kg/ha ou 94,0% par rapport aux plantes qui n'ont pas reçu ni l'eau ni engrais.

Par rapport à l'irrigation sur sillons et la fertilisation avec engrais solides, la distribution de l'eau par des tubes perforés et la distribution des engrais sous forme de solution en même temps que l'arrosage, ont déterminé l'augmentation de 5 ... 6 fois de la quantité de raisins qui revient pour 1 $m^3$ de l'eau ou 1 kg engrais (substance active).

L'irrigation fertilisée a augmenté le revenu net approximativement de trois fois par rapport au terrain nonirrigué et nonfertilisé et la distribution des engrais en même temps que l'eau d'arrosage par des tubes perforés augmente le bilan énergétique presque de trois fois par rapport à l'irrigation sur sillons et à l'application d'engrais en état solide.

*Reçue le 30 mars 1987*

*Institut Polytechnique, Jassy,*
*Chaire de Pédologie et Combat de l'Errosion*

BIBLIOGRAPHIE

1. Gawrit D., *Développement agricole et irrigation. La fertilisation à partir d'une installation automatisée.* Eau, aménagement de la région provensale, *24*, Marseille, (1980).
2. Răuţă C. et collab., *Aspecte ale poluării solului în R.S.R.* Editura Ceres, Buc., 1978.
3. Her C. et collab., *Modificarea însuşirilor agrochimice ale solurilor.* Producţia vegetală, cereale şi plante tehnice, *4* (1982).

## INFLUENŢA IRIGAŢIEI FERTILIZANTE ASUPRA PRODUCŢIEI LA VIŢA DE VIE ÎN CÎMPIA BURNAS

(Rezumat)

Experienţa a fost organizată în perioada 1976—1979 în localitatea Băneasa, jud. Giurgiu; pe un sol molic luto-argilos. În zonă cad 554 mm precipitaţii dar 33% din ele nu depăşesc 10 mm şi sînt puţin folosite de către viţa de vie. Aplicînd îngrăşăminte cu azot şi fosfor în stare solidă şi irigarea pe brazde, recolta de struguri a sporit cu 1 900 kg/ha sau 22,6% faţă de terenul neirigat şi nefertilizat. Distribuind apa prin tuburi perforate şi îngrăşămintele sub formă de soluţie, odată cu udarea sporul de recoltă a ajuns la 7 900 kg/ha sau 94,0%. Irigaţia fertilizantă a sporit venitul net aproximativ de trei ori faţă de terenul neirigat şi nefertilizat iar bilanţul energetic a crescut aproape de nouă ori.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 628.3

# RECHERCHES CONCERNANT L'ÉTABLISSEMENT DU RÉGIME THERMIQUE OPTIMUM POUR LA MISE EN VALEUR ÉNERGÉTIQUE DE LA BOUE DANS LA STATION D'ÉPURATION DE LA VILLE DE JASSY

PAR

M. DIMA, VICTOR ZAVATI et AURORA DIMA

## 1. Introduction

La recherche de nouvelles solutions pour améliorer le bilan énergétique des stations d'épuration (SE) est actuellement indispensable étant donné leur consommation d'énergie électrique de l'ordre de 10 à 30 KWh/habitant année et leur nombre qui s'accroît continuellement.

Dans les conditions de l'emploi d'un schéma technologique national pour l'épuration des eaux usées qui puisse réaliser un certain degré d'épuration requis par les conditions locales, les chercheurs doivent examiner attentivement les circuits technologiques des boues portant d'énergie [1]. Par la fermentation anaérobique des boues organiques en vue de leur stabilisation on obtient comme produit secondaire le gaz de fermentation combustible (biogaz) qui constitue une source d'énergie qui influence positivement le bilan énergétique à l'intérieur d'une SE.

Le processus de fermentation des boues dépend d'une multitude de paramètres parmi lesquels la température de fermentation et son maintien à un niveau constant constituent le paramètre déterminant.

Ci-dessous on présente les résultats des recherches expérimentales [2] et des études de longue durée concernant le problème du régime thermique optimum de fermentation en corrélation avec l'augmentation de la production du biogaz.

## 2. Organisation de la recherche

Les recherches dont nous présentons les résultats sont basées sur l'étude des boues fraîches dans les décanteurs primaires de la SE de Jassy puisqu'il faut, de toute façon, tenir compte des variations notables des caractéristiques physiques, chimiques et biologiques des boues d'une SE à l'autre. Ces boues ont été transportées dans la station pilote de production du biogaz qui a son siège dans l'Institut Polytechnique de Jassy ; c'est ici qu'elles ont été soumises à un processus préliminaire d'epaississement.

La station pilote est munie de quatre fermenteurs, chacun ayant une capacité de 50 $dm^3$ ; chaque fermenteur est raccordé à un gazomètre du type humide à volume variable et pression constante pour permettre l'observation de la production du biogaz. L'analyse de la composition du

gaz a été effectuée à l'aide d'un analyseur de gaz type ORSAT et la puissance calorique a été déterminée à l'aide de la bombe calorimétrique. Chaque fermenteur est muni d'installations électroniques thermorégulatrices pour le maintien de la température de production constante.

On a utilisé pendant une année le régime thermique suivant : $33°\pm1°C$ (l'échantillon témoin), $40\pm1°C$, $50\pm1°C$ et $60°\pm1°C$. On a réalisé huit cycles d'expériments, chaque cycle ayant 2 ... 3 variantes de travail.

Les nombreuses analyses de laboratoire effectuées sur les boues analysées dans la station pilote ont donné les résultats suivants: l'humidité a des valeurs comprises entre 93 et 95% ; le contenu des substances volatiles (SV) dans la quantité totale des substances solides sèches est de 45 à 50% pendant la saison chaude et de maximum 60% pendant la saison froide et la valeur du pH est de 6,6 à 7,3.

### 3. Présentation et interprétation des résultats

Pour que l'interprétation des résultats soit plus aisée tenant compte du nombre élevé d'échantillons analysés, on a élaboré la représentation graphique indiquée dans la Fig. 1 qui permet la mise en évidence des aspects suivants :

1. L'indicateur principal du processus dont l'évolution a été suivie de près est constitué, comme on vient de voir, par la production du biogaz en fonction de la variation de la température de fermentation. La quantité de biogaz varie de 0,3 à 0,45 $Nm^3/Kg$ SV en régime mésophylle de travail, avec une moyenne de 0,4 $Nm^3/Kg$ SV. La production de biogaz a été de 0,48 ... 0,62 $Nm^3/Kg$ SV avec une moyenne de 0,55 $Nm^3/Kg$ SV à la limite supérieure du régime mésophylle de fermentation du point de vue de la température du processus (40°C). Pour ce qui est du régime thermophylle, on a fréquemment employé la température de 50°C car les résultats obtenus en utilisant la température de 60°C ne sauraient être concluants pour raisons techniques et technologiques qu'on n'a pas réussi à maîtriser le long du processus dans la station pilote. Dans le régime de travail correspondant à la temperature de 50°C, la quantité de biogaz obtenue a présenté des valeurs de 0,58 à 0,80 $Nm^3/Kg$ SV, avec une moyenne de 0,62 $Nm^3/Kg$ SV.

2. Le degré de conversion des substances volatiles en gaz et autres produits de la boue fraîche, exprimé par le pourcentage de réduction de ces substances, varie entre les limites de 13 à 30%; on est ainsi arrivé à la conclusion que, par comparaison aux limites de 40 ... 50% indiquées dans la littérature de spécialité pour les boues ménagères, cette boue organique de la SE de Jassy se conduit différemment compte tenu que dans cette station on traite des eaux industrielles ayant un volume beaucoup plus important que celui des eaux ménagères. On a eu recours à des durées de fermentation prolongées, de 18 à 22 jours, avec des résultats insignifiants en ce qui concerne la valeur du pourcentage de la réduction des substances volatiles.

3. Quant aux durées de fermentation, on a constaté que les boues fermentées à 33°C peuvent être considérées biologiquement stabilisées après 12 ... 14 jours ; à 40°C, après 11 ... 13 jours et à 50°C, après 9 ... 11 jours.

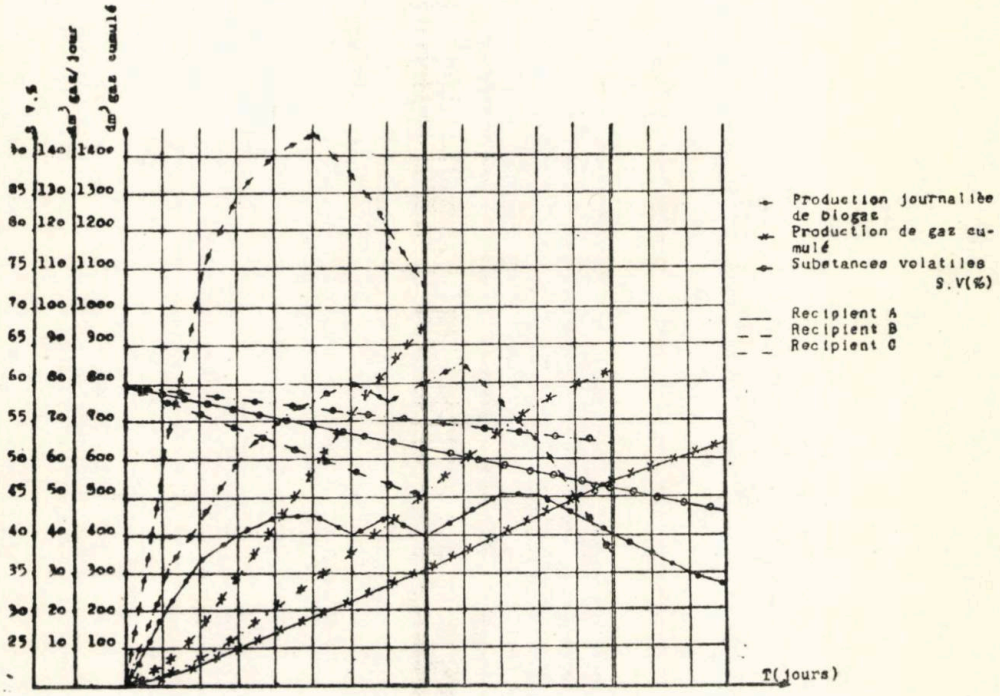
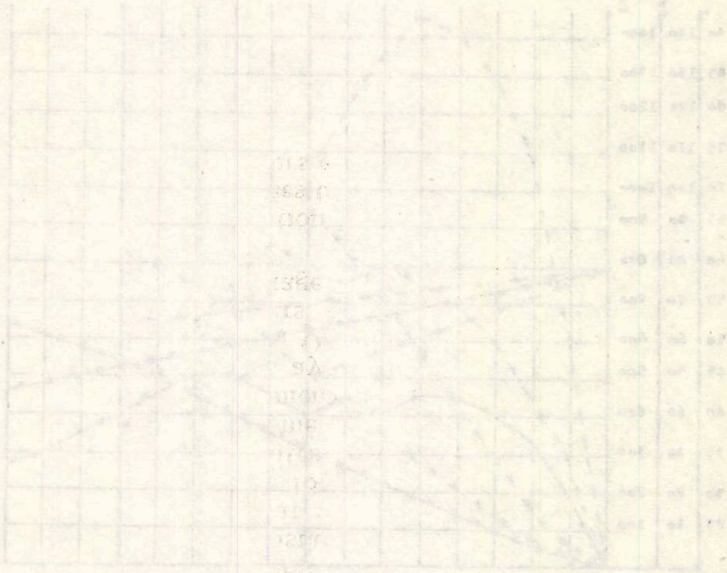



Fig. 1

**Tableau 1**

| Nr. crt. | Paramètre énergétique | Metantank-capacité de 4 000 m³ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 33°C | 40°C | 50°C | Pr. T 1709 |
| 1 | Production annuelle de biogaz, [milliers m³/an] | 847 | 1 270 | 1 752 | 1 020 |
| 2 | Quantité d'energie calorique, [Gcal/an] | 4 235 | 6 350 | 8 760 | 5 100 |
| 3 | Le besoin d'énergie calorique pour les technologies propres, [Gcal/an] | 2 735 | 3 800 | 5 500 | 2 735 |
| 4 | L'équivalent de biogaz consommé pour les propres besoins technologiques, [milliers m³/an] | 780 | 1 086 | 1 570 | 780 |
| 5 | Quantité de biogaz disponible, [milliers m³/an] | 67 | 184 | 182 | 240 |
| 6 | Quantité disponible de combustible conventionel, [Tcc/an] | 47 | 129 | 127 | 170 |
| 7 | Quantité spécifique de biogaz disponible [Nm³/m³, réserv. jour] | 0,05 | 0,13 | 0,12 | 0,16 |



| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |

On a centralisé les résultats ci-dessus dans le Tableau 1 pour mettre en évidence les éléments nécessaires concernant le bilan énergétique des trois régimes de température particularisés pour un réservoir de fermentation ayant une capacité de 4 000 m³. Pour déterminer l'énergie thermique nécessaire à l'échauffement de la boue jusqu'à la température de travail on a utilisé les relations de calcul connues dans la littérature de spécialité [3] et pour estimer les pertes de chaleur par les parois et le radier du réservoir, on a considéré les coefficients de 11% pour $T=33°C$, 16% pour $T=40\%$ et 21% pour $T=50°C$, qui augmentent le nécessaire d'énergie calorique. Nous avons adopté pour ces calculs les températures moyennes mensuelles extérieures spécifiques à la ville de Jassy, conformément aux STAS 1 907/1-80 et STAS 4 839-71. Lorsqu'on a élaboré le Tableau 1 on a admis que la puissance calorique du biogaz est de 5 000 Kcal/Nm³ et que le rendement du brûleur dans la centrale thermique qui utilise le biogaz est de 70%. Pour mettre en évidence le bilan énergétique réel compte tenu des particularités de la boue de la SE de Jassy on a eu en vue une étude théorique [4] élaborée par un groupe de spécialistes de la ISLGC, Bucarest.

L'analyse des données concernant le bilan énergétique pour les trois régimes de températures de fermentation a donné les résultats suivants:

1. Compte tenu des particularités de la boue de la SE de Jassy, la production annuelle de biogaz représente 83% par rapport à la production théorique admise dans le cas de la fermentation à 33°C.

2. La quantité spécifique de biogaz rendue disponible représente 31% de la quantité théorique.

3. Les paramètres énergétiques les plus favorables correspondent à la température de fermentation de 40°C et non pas à celle de 33°C qui est actuellement acceptée à la fermentation des boues de la SE de Jassy.

## 4. Conclusions

Puisque les boues diffèrent d'une SE à l'autre, les recherches concernant l'établissement du régime thermique optimum pour la mise en valeur énergétique des boues de la SE de Jassy prouve, une fois de plus, la nécessité de telles études dont les résultats ne sauraient être généralisés à l'échelle nationale. Quant aux boues de la SE de Jassy, il résulte que le régime thermique optimum est de 40°C ; c'est pour ce régime que l'on enregistre une production moyenne de biogaz de 0,55 Nm³/Kg SV et que le bilan énergétique indique la disponibilité d'importantes quantités de biogaz. Par la promotion des solutions alternatives d'échauffement de la boue (utilisation des panneaux solaires) on pourrait rendre disponible une quantité beaucoup plus grande de gaz combustible, solution qui doit être prise en considération.

*Reçue le 2 mars 1987*

*Institut Polytechnique, Jassy,*
*Chaire de Constructions Hydrotechniques*
*et*
*Chaire de l'Économie de l'Industrie*

## BIBLIOGRAPHIE

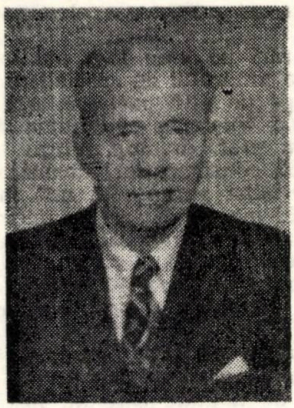
1. Dima A., Dima M., *Aspecte economice privind autonomia energetică a staţiilor de epurare*. Symp. Nat. „Qualité et efficience", I, Timişoara, 1986.
2. Dima M., Zavati V., Dima A., *Cercetări în staţia pilot privind reducerea consumului de energie în S.E. Iaşi*. Contrat de Recherches nr. *13 416* (1985).
3. Dima M., *Proiectarea staţiilor de epurare*. Inst. polit., Iaşi, 1981.
4. * * * *Îmbunătăţirea protecţiei termice şi recuperarea căldurii din apele de evacuare din metatancuri*. Projet T 3 846/1985, phase DE, élaboré par ISLGC, Bucarest.

## CERCETĂRI PRIVIND STABILIREA REGIMULUI OPTIM DE TEMPERATURĂ LA VALORIFICAREA ENERGETICĂ A NĂMOLULUI DIN STAŢIA DE EPURARE A MUNICIPIULUI IAŞI

(Rezumat)

În urma unor îndelungate studii şi cercetări experimentale, se pune problema regimului optim al temperaturii de fermentare a nămolurilor din staţia de epurare a municipiului Iaşi, în strînsă dependenţă cu creşterea producţiei de biogaz. Se ajunge la concluzia că pentru temperatura de fermentare de 40°C se înregistrează o producţie mai mare de biogaz de cca 25% faţă de soluţia actuală cu temperatura de fermentare de 33°C.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE
Secția V



# VIRGIL FOCȘA

1923—1987

La 5 octombrie 1987 a încetat din viață prof. dr. ing. Virgil Focșa, eminent profesor și distins cercetător în domeniul construcțiilor civile și industriale.

Născut la 26 iulie 1923, în orașul Huși, a urmat cursurile școlii primare și liceul teoretic în orașul natal. După susținerea bacalaureatului, în anul 1942, se înscrie și urmează cursurile facultății de Construcții din cadrul Politehnicii din Iași pe care le-a absolvit în anul 1946, obținînd la examenul de diplomă calificativul *Magna cum Laudae*, fiind declarat șef de promoție.

După absolvirea facultății se încadrează ca inginer stagiar la Regionala C.F.R. Iași, unde funcționează pînă în anul 1947, cînd este numit asistent la facultatea de Construcții a Politehnicii „Gh. Asachi" din Iași, post pe care-l deține pînă în anul 1951 cînd este numit conferențiar, pentru ca începînd cu anul 1969 să ocupe, prin concurs, postul de profesor titular la catedra unde a lucrat pînă de curînd.

Lecțiile prof. dr. ing. Virgil Focșa, de o înaltă ținută științifică, au încîntat numeroase serii de studenți și generații de ingineri și l-au făcut să se bucure în rîndul acestora de un înalt prestigiu.

În cei 40 de ani de slujire cu profundă dăruire a învățămîntului de construcții ieșean, prof. dr. ing. Virgil Focșa a îndeplinit importante funcții de conducere : șef catedră (1963—1976, 1984—1987), prodecan (1965—1969), decan (1976—1984), depunînd o amplă și merituoasă activitate organizatorică, dăruire și pasiune pentru dezvoltarea facultății de Construcții din Iași, pentru promovarea și perfecționarea continuă a procesului de integrare a învățămîntului cu cercetarea, proiectarea și producția, pentru ridicarea pe o treaptă superioară a întregului proces instructiv-educativ.

În anul 1967 a obținut titlul științific de doctor inginer iar din anul 1969 i s-a încredințat sarcina de conducător de doctorat în specialitatea clădiri civile, calitate în care a condus 37 doctoranzi din care și-au susținut pînă în prezent teza 21.

Activitatea didactică și științifică a prof. Virgil Focșa este concretizată în 251 lucrări din care 175 publicate în țară, 34 publicate în străinătate și 42 comunicări științifice.

În anul 1975 a publicat lucrarea *Higrotermica și acustica clădirilor* care sintetizează, pentru prima dată în țara noastră, preocupări și cercetări proprii privind confortul în clădiri și economia de energie în construcții. Lucrarea s-a bucurat de o largă apreciere atît în țara noastră cît și în alte țări (Anglia, R. D. Germană, Olanda, Polonia).

În anul 1976 a colaborat la apariția în Editura Didactică și Pedagogică a primului *Tratat de Construcții civile* din țara noastră, iar în anul 1985 a publicat în Editura Tehnică lucrarea, cu numeroase elemente originale, *Clădiri în climat cald*.

Numărul mare de lucrări pe care le-a publicat în colaborare, reflectă pe de o parte legătura strînsă a autorului cu specialiștii din institutele de învățămînt, cercetare și producție, iar pe de altă parte, munca susținută depusă în direcția antrenării colaboratorilor mai tineri în activitatea didactică și științifică.

Activitatea științifică a prof. dr. ing. Virgil Focșa a fost orientată în special spre domeniul Fizicii construcțiilor, domeniu în care a obținut rezultate deosebite, devenind un specialist recunoscut atît la nivel național cît și internațional, în special în probleme de izolări termice și izolări acustice. În acest domeniu a creat la Iași, pe baza conlucrării fructuoase a facultății de Construcții cu INCERC, Iași, o puternică bază materială (distingîndu-se Stația de cercetări higrotermice pentru construcții) de care au beneficiat numeroase cadre didactice din catedră, specialiști din cercetare și producție, ca și doctoranzii pe care i-a condus.

Experimentările coordonate de prof. dr. ing. Virgil Focșa, efectuate în paralel, în laborator și la scară naturală, au permis corelarea lor, stabilirea unor procedee practice și soluții de noutate care au fost aplicate efectiv în producție și de asemenea elaborarea unor importante normative republicane. Elementele originale ale studiilor întreprinse au făcut obiectul a 9 brevete de invenții și certificate de inovator.

Lucrările sale din domeniul izolațiilor termice au fost apreciate în anii 1964 și 1967 cu premii ale Ministerului Educației și Învățămîntului.

Realizările pe tărîm științific ale prof. dr. ing. Virgil Focșa au fost recunoscute pe plan național și internațional și prin alegerea sa în conducerea sau ca membru a numeroase organizații de specialitate : Comisia de acustică a Academiei R.S.R., Comisia de fizica și protecția construcțiilor din cadrul C.N.I.T., Consiliul internațional al clădirilor, Consiliul tehnic științific CAER pentru acustica în construcții etc.

Prof. univ. Virgil Focșa a fost membru al P.C.R. din anul 1962, îndeplinind cu dăruire și simț de răspundere numeroase funcții de conducere în organele de partid de la nivelul facultății de Construcții, Institutului politehnic și Centrului Universitar din Iași. A îndeplinit de asemenea numeroase sarcini de răspundere în calitate de deputat în consiliile populare ale județului și municipiului Iași, președinte al Comisiei județene Iași a inginerilor și tehnicienilor, membru în Comisia de sistematizare a municipiului Iași, membru în Comisia de investiții a județului Iași, vicepreședinte al Asociației Oamenilor de Știință din Iași, membru în colegiul de redacție al Revistei de construcții și multe altele.

Ca o recunoaștere a rezultatelor obținute în activitatea pe tărîm profesional, științific și social-politic a fost distins cu ordine și medalii ale R.S.R.

Dăruirea sa exemplară pentru știință și învățămînt s-a manifestat pînă în ultima perioadă a vieții cînd, cu toate că era suferind, a lucrat la elaborarea a două tratate, *Acustica urbană și industrială* și *Acustica arhitecturală*, programate să apară în Editura Tehnică și respectiv Editura Academiei R.S.R.

Slujirea cu devotament a idealurilor învățămîntului superior românesc de către prof. dr. ing. Virgil Focșa, calitățile sale de excepție de cadru didactic și cercetător, rezultatele de mare valoare obținute în munca de la catedră și în activitatea științifică, contribuția sa la pregătirea temeinică a peste 40 de serii de absolvenți, bogata sa activitate politică și social-obștească, calitățile sale de om, fac ca imaginea sa să rămînă neștearsă pentru toți cei ce l-au cunoscut și prețuit, înscriindu-l ca o personalitate de prestigiu în galeria marilor personalități ale învățămîntului românesc de construcții.

*Conf. dr. ing. Constantin Șerbescu,*
prorector al Institutului politehnic din Iași

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXIII (XXXVII), Fasc. 1—4, 1987
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

# RECENZII

## BOOK REWIEVS РЕЦЕНЗИИ

OXLEY T.A., GOBERT E.G., *The Professionals and Home Owners Guide to Dampness in Buildings. Diagnosis. Treatment. Instruments.* Butterworths, London—Boston—Durban—Singapore—Sydney—Toronto—Wellington, 1986.

L'humidité excessive des bâtiments est connue depuis toujours, étant considérée comme une des plus graves maladies des constructions. D'habitude elle est causée par des infiltrations. Mais depuis quelques dizaines d'années, une nouvelle forme vient d'apparaître : l'humidification par condensation de la vapeur d'eau. Ce phénomène nocif et déplaisant a pris peu à peu les proportions d'une véritable épidémie qui atteint les édifices modernes situés dans les pays au climat tempéré ou froid, mais qui commence à être signalée bien plus près des tropiques. Parfois il est difficile de distinguer entre les causes et donc d'établir les remèdes. En consultant ce livre, les praticiens et tous ceux qui sont concernés par les conditions de confort, d'hygiène et de durabilité dans les bâtiments trouveront beaucoup de renseignements utiles. Nous faisons mention de quelques chapitres : définir l'humidité ; mesurer l'humidité; comment est retenue l'eau par les matériaux ; mesurer l'humidité sur place ; déposition des sels à la surface des parois ; détecteur de sels ; sources d'eau ; infiltrations ; condensation ; indications pour les occupants ; comment conduire le séchage d'un bâtiment neuf ; moisissures et insectes. On présente aussi certains appareils de mesure. Des illustrations suggestives et un style très accessible ajoutent à la valeur du volume.

*A. Radu*

SODHA M.S., BANSAL N.K., KUMAR A., BANSAL P.K., MALIK M.A.S., *Solar Passive Building. Science and Design.* Pergamon Press, Oxford, New York, Toronto, Sydney, Frankfurt, Tokio, Sao Paolo, Beijing, 1986.

Selon leur fonction fondamentale, les bâtiments sont des abris contre les vicissitudes du climat qui, par rapport aux machines, ne comportent pas d'éléments en mouvement et ne déploient pas de travail mécanique. Il serait donc raisonnable que les bâtiments ne soient guère de grands consommateurs d'énergie. Cependant c'est exactement le contraire qui arrive, non seulement dans les pays au climat froid. Ce livre, faisant partie de la prestigieuse série „Building Environmental Engineering", est destiné aux spécialistes qui, où que ce soit dans le monde, désirent concevoir des édifices à faible consommation d'énergie en utilisant des systèmes solaires passifs. Les auteurs ont réalisé un ouvrage de qualité, clair et très documenté, de haute tenue scientifique, qui ne manquera pas de contribuer au développement de l'architecture que l'on appelle „solaire". Le titre du volume en est le plus bref résumé. On aura cependant une idée bien plus précise du contenu par l'énumération des chapitres : Thermal Comfort ; Climate, Solar Radiation, Building Orientation and Shading Devices ; Building Clusters and Solar Exposures ; Passive Concepts and Components ; Heat Transmission in Buildings and Building Materials ; Mathematical Models for Passive Solar Houses ; Performance of Passive Heating and Cooling Concepts ; Evaporative Cooling and Earth Cooling Systems ; Rules of Thumb, Design Patterns ; Typical Designs of Solar Passive Buildings. Nous avons remarqué le soin avec lequel ont été présentées les bases physiques des phénomènes, les méthodes de calcul et les implications technologiques de chaque système passif, ce qui facilite l'élaboration des projets. Une attention spéciale a été accordée aux solutions qui ont fait leur preuve en pratique et aux réalisations de l'architecture traditionnelle des pays à climat tropical. Leur expérience est très importante, car ce sont les seuls endroits où les conditions de confort étaient assurées par des moyens naturels, sans devoir brûler des combustibles. Nous considérons ce volume comme un ouvrage de référence qui, sous une forme pertinente et attractive, permet au lecteur de s'informer dans un domaine qui deviendra de plus en plus prioritaire.

*A. Radu*

* * * *Mauerwerk Kalender, 1987. Taschenbuch für Mauerwerk Wandbaustoffe, Schall-,Warme- und Feuchtigkeischutz.* Edité par dr. Ing. Peter Funk, Verlag für Architektur und technische Wissenschaftten, Berlin, 1987, 607 pp.

Le but de ce manuel, qui représente le frère pumeau du *Beton-Kalender*, est de rassembler, pour mettre à la disposition des ingénieurs et des architectes, l'ensemble d'informations dont ils ont besoin pour élaborer des projets de bâtiments et pour réaliser des éléments en maçonnerie. Plusieurs spécialistes contribuent à la rédaction des chapitres qui est toujours renouvelée en suivant de près les progrès de l'industrie du bâtiment et les modifications apportées aux prescriptions techniques DIN. L'édition actuelle comprend vingt divisions dont les sujets principaux sont : sécurité des maçonneries, travaux d'après les règles allemandes, calcul des sections aux efforts, déformations et fissures, protection thermique, protection acoustique, protection contre le feu, nouveaux matériaux et éléments de construction, conductivité thermique, capacité portante des maçonneries à mortiers légers, influence du temps sur les propriétés mécaniques des maçonneries, adhésion des mortiers aux blocs, prescriptions concernant la physique du bâtiment en Suisse, bibliographie exhaustive, adresses importantes et enfin un chapitre concernant les maçonneries silico-calcaires. Cette simple énumération démontre la richesse du contenu. Pour devenir une véritable enciclopédie des maçonneries on pourrait y ajouter encore des sections consacrées aux parois en terre crue, à la dynamique des structures en maçonnerie et aux travaux de consolidation. Par ailleurs le lecteur re manquera pas de remarquer l'excellente pr sentation graphique du manuel qui, pour cette XII-ème édition, reçoit un format aggrandi facilitant beaucoup son emploi. Nous le recommandons chaleureusement aux spécialistes du bâtiment et aux étudiants ingénieurs et architectes.

*A. Radu*

Tiparul executat sub cd. nr. 172
la Întreprinderea poligrafică Iaşi
strada 7 Noiembrie nr. 49

1988 MAR 10

40822